



TESIS-RC 092399

**SIMULASI KERUNTUHAN PELAT BETON
BERTULANG DENGAN DAN TANPA TAKIKAN**

DIMAS PUSTAKA DIBIANTARA
3112202009

DOSEN PEMBIMBING

Ali Limam

Endah Wahyuni ST., M.Sc., Ph.D.

PROGRAM MAGISTER

BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2015



THESIS-RC 092399

COLLAPSE SIMULATION OF REINFORCED CONCRETE PLATE WITH AND WITHOUT NOTCH

DIMAS PUSTAKA DIBIANTARA
3112202009

SUPERVISORS

Ali Limam

Endah Wahyuni ST., M.Sc., Ph.D.

MASTER PROGRAM
STRUCTURAL ENGINEERING
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2015

**Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar
Magister Teknik (M.T.)
di
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

oleh:

**DIMAS PUSTAKA DIBIANTARA
NRP. 3112 202 009**

**Tanggal Ujian : 20 September 2014
Periode Wisuda : September 2015**

Disetujui Oleh :



**1. Endah Wahyuni ST., MSc., Ph.D
NIP. 19700201 199512 2 001**

(Pembimbing)

Direktur Program Pascasarjana



**Prof. Dr. Ir. Adi Soeprijanto M.T.
NIP. 19640405 199002 1 001**

SIMULASI KERUNTUHAN PELAT BETON BERTULANG DENGAN DAN TANPA TAKIKAN

Nama mahasiswa : Dimas P. Dibiantara
NRP : 3112202009
Pembimbing : Ali Limam, Endah Wahyuni ST., M.Sc.,
Ph.D

ABSTRAK

Pola keruntuhan elemen beton bertulang tentunya tak dapat dipisahkan dari karakteristik material pembentuknya. Secara umum, pola keruntuhannya diawali dengan perkembangan dan perambatan retak rambut yang memang sudah ada saat proses pencetakan elemen ini. Beberapa hal yang mengawali terjadinya retak sebelum pembebanan seperti proses hidrasi yang menimbulkan panas, proses curing yang kurang tepat, penyusutan akibat hilangnya air. Sedangkan pada saat pembebanan, perkembangan dan perambatan retak inisial ini disebabkan oleh terjadinya deformasi pada elemen penahan gaya tarik elemen tersebut, sehingga mempengaruhi deformasi elemen penahan gaya tekannya.

Makalah ini membahas dan membandingkan keruntuhan yang terjadi pada pelat beton bertulang secara eksperimental dan numerik (250x100x1000), dengan dan tanpa takikan. Pemodelan pelat dilakukan dengan program bantu CAST3M 13 secara 2D, elemen beton dimodelkan sebagai elemen QUA4 dan elemen baja tulangan sebagai BARR (Beton CEA). Perbandingan secara eksperimental menunjukkan pelat tak bertakik memiliki nilai modulus Young 24 Gpa dengan angka kekakuan 14285 N/mm dan lendutan maksimum 0.7mm, sedangkan pelat bertakik 19 Gpa dengan 13749 N/mm dan 0.8mm. Perbandingan secara numerik menunjukkan nilai lendutan batas elastis pelat tak bertakik sebesar 0.3mm dan batas plastis 4.3mm, sedangkan pelat bertakik sebesar 0.56mm dan 4.4mm. Hal ini mengindikasikan bahwa dampak keberadaan takikan berfungsi untuk meningkatkan nilai lendutan di awal pembebanan, yang berarti kekakuan benda uji menurun secara signifikan pada awal pembebanan.

Kata kunci: Pelat beton bertulang, pemodelan numerik, takikan, runtuh, retak.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

COLLAPSE SIMULATION OF REINFORCED CONCRETE PLATE WITH AND WITHOUT NOTCH

Student's Name : Dimas P. Dibiantara
Registration Number : 3112202009
Supervisor : Ali Limam, Endah Wahyuni
ST.,MSc.,Ph.D

ABSTRACT

Collapse scheme of reinforced concrete element certainly can not be separated from the characteristics of the constituent material. In general, the pattern collapse started with the development and propagation of cracks that was already there when the casting process of these elements was finished. Some of the things that led to a crack before loading as hydration process that generate heat, lack of proper curing, shrinkage due to water loss. While at the time of loading, the development and initial crack propagation is caused by the deformation of the retaining elements gravity of these elements, thus affecting the compressive force resisting deformation element.

This paper discusses and compares the collapse that occurred in reinforced concrete slab experimentally and numerically (250x100x1000), with and without the notch. Modeling plate carried by program CAST3M 13 in 2D, concrete elements are modeled as QUA4 elements and reinforcing steel elements as BARR (Concrete CEA). Comparison of experimentally showed un-notched plate has a Young's modulus value of 24 GPa with stiffness numbers 14 285 N / mm and a maximum deflection of 0.7mm, while the notched plate 19 GPa to 13 749 N / mm and 0.8mm. Comparison of numerically demonstrate the value of the elastic limit deflection plate was notched by 0.3mm and 4.3mm plastic limit, while the notched plate of 0.56mm and 4.4mm. This indicates that the impact of the presence of the notch serves to increase the deflection value at the beginning of loading, which means the specimen stiffness decreased significantly at the start of loading.

Keywords : reinforced concrete plate, numerical modeling, notches, crumbling, cracking.

“Halman ini sengaja dikosongkan”

REMERCIEMENTS

Ce rapport de stage est le résultat fin de l'auteur dans son temps stagiaire à Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnemental de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon dans l'année universitaire 2013-2014. Dans les temps d'écriture et construire de ce rapport, l'auteur obtient beaucoup des contributions de quelques personnes pour obtenir le bon résultat de rapport.

Donc, premièrement, l'auteur voudrait remercier au responsable de la spécialité Génie Civil du Master MEGA INSA-Lyon, M. Ali Limam, qui a donné la possibilité pour l'auteur pourrait obtenir la meilleure étude. L'auteur remercie aussi à son encadrant, un étudiant doctoral, Ba Tam Truong, qui a donné beaucoup de séance d'information dans le temps de stagiaire. En plus, ils y ont beaucoup des personnels de l'INSA qui lui ont aidés, Nadia Bensenoucci, Valerie Orhon, Valerie Boiron, etc. Les amis de programme du master et autres personnes qui ne pourraient pas être mentionnés.

Et à la fin, l'auteur s'excuse pour l'imperfection bien qu'au temps de stagiaire ou aussi dans ce rapport. L'auteur espère, à l'avenir, ses limitations pourraient être diminuées et il pourrait donner les contributions à l'enseignement global ou particulièrement en Indonésie.

Lyon, le 20 Septembre 2014

L'Auteur

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak.....	i
Lembar Persembahan.....	v
Daftar Isi.....	vii
Daftar Gambar.....	ix
Daftar Tabel.....	xiii

CHAPITRE I. INTRODUCTION

1.1. Généralités.....	1
1.2. Objectif.....	2
1.3. Avantage.....	3

CHAPITRE II. ETUDE BIBLIOGRAFIE

2.1. Béton	5
2.2. Acier	14
2.3. FRP	16
2.4. Beton Arme.....	19
2.4.1 SNI 03-4431-1997	24
2.5. Modele du Beton CEA	26
2.5.1 Caractéristique du Modele Beton CEA	27
2.6. Modele du Beton MAZARS	30

CHAPITRE III. INVESTIGATION DES ESSAIS

3.1. Introduction.....	33
3.2. Partie Expérimentale (Poutre KENTREC).....	34
3.2.1 Principe d'essai de flexion des dalles 250x100x1000 cm ³	34
3.3. Partie Numérique	38
3.3.1 Géométrie et Condition aux Limites	38
3.3.1 Modèle des Matériaux	41
3.4. Conclusion	42

CHAPITRE IV. MODELISATION NUMERIQUE

4.1. Généralités	43
4.2. Partie Expérimentale (Poutre KENTREC).....	43
4.2.1 Essais Caractéristiques du Béton.....	43
4.2.2 Poutre Sans l'Entaille.....	44

4.2.3	Poutre Avec l'Entaille	47
4.2.4	Poutre TRC.....	50
4.2.5	Poutre Sans Renforcement	54
4.3.	Partie Numérique	58
4.3.1	Poutre sans l'Entaille (Poutre 1).....	58
4.3.2	Poutre avec L'Entaille (poutre 2)	62

CHAPITRE V. CONCLUSION

5.1.	La Partie Expérimentale	67
5.1.1	Comparaison Poutre 1 et Poutre 2	67
5.1.2	Comparaison Poutre 3 et Poutre 4	67
5.2.	La Partie Numérique	68

BIBLIOGRAPHIQUE.....	69
-----------------------------	-----------

DAFTAR TABEL

Table 2.1 Class du Beton	12
Table 2.2 Energie de Rupture en Fonction de l'Aggregate.....	29
Table 3.1 Paramètres Données	41
Table 4.1 Synthèse des Essais	44
Table 4.2 L'Evolution de déformation de la poutre sans l'entaille (poutre 1 - Numérique).....	60
Table 4.3 Iso-valeur de déformation de la poutre avec l'entaille (poutre 2 - numérique).....	64
Table 5.1 Comparaison des Paramètres Poutre 1 et Poutre 2.....	67
Table 5.2 Paramètres utilisés et Limites de Résultats.....	68

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Relation de Contrainte-Déformation du Béton (Park &Paulay, 1975).....	5
Gambar 2.2. Configuration de l'effondrement du béton	7
Gambar 2.3. Le développement de contrainte dans une poutre non entaillé (Hillerborg, 1988).....	8
Gambar 2.4. Le développement de contrainte dans une poutre entaillé (Hillerborg, 1988).....	9
Gambar 2.5. Représentation schématique du modèle de zone plastique de Dugdale	10
Gambar 2.6. Forces de cohésion à la pointe de la fissure à la theorie de Barenblatt	11
Gambar 2.7. Les méthodes d'essai de traction en béton: (a) essais de traction directe, (b) essai de flexion, (c) test en double poinçon, (d) test du cylindre fendu	13
Gambar 2.8. Relation de contrainte-déformation de l'acier	15
Gambar 2.9. Typique de reponse de fléxion de Hybrid Composite entre PVA Meshes et PVA Fibre	17
Gambar 2.10. MBC Shear Strengthening of an Concrete Beam.....	18
Gambar 2.11. Test Specimen	18
Gambar 2.12. Cross Sectional Detail	18
Gambar 2.13. Le comportement des chargement-flexion de la structure en béton armé	20
Gambar 2.14. Le comportement de la flexion de la poutre	20
Gambar 2.15. Les configurations des fissures	21
Gambar 2.16. Le mécanisme de cisaillement	22
Gambar 2.17. Critère de Rupture	27
Gambar 2.18. Béton en Compression	29
Gambar 2.19. Béton en Traction	30
Gambar 2.20. Comportement en traction et en compression du béton (Mazars, 1984)	32
Gambar 3.1. Méthodologie	33
Gambar 3.2. L'éprouvette de la poutre sans l'entaille (poutre 1)	34
Gambar 3.3. L'éprouvette de la poutre avec l'entaille (poutre 2).....	34
Gambar 3.4. L'éprouvette de la poutre renforcée par la fibre (poutre 3) ...	35

Gambar 3.5. L'éprouvette de la poutre sans renforcement (poutre 4).....	35
Gambar 3.6. Model de l'essai expérimental de la poutre sans l'entaille (poutre 1).....	35
Gambar 3.7. L'essai de la poutre sans l'entaille en partie expérimentale (poutre 1)	36
Gambar 3.8. Model de l'essai expérimental de la poutre avec l'entaille (poutre 2).....	36
Gambar 3.9. L'essai de la poutre avec l'entaille en partie expérimentale (poutre 2)	37
Gambar 3.10. Model de l'essai expérimental de la poutre renforcée par la fibre (poutre 3).....	37
Gambar 3.11. Modélisation des poutres utilisées en CAST3M	38
Gambar 3.12. Géométrie et maillage de la poutre sans l'entaille (poutre 1)	39
Gambar 3.13. Géométrie et maillage de la poutre avec l'entaille (poutre 2)	40
Gambar 3.14. Caractéristique d'Acier Utilisé	42
Gambar 4.1 La courbe de force flèche de poutre sans l'entaille	45
Gambar 4.2 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 1)	46
Gambar 4.3 La phase de rupture de poutre 1	47
Gambar 4.4 La courbe de force-flèche de poutre avec l'entaille	48
Gambar 4.5 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 2 – expérimental)	49
Gambar 4.6 La phase de rupture (poutre 2)	50
Gambar 4.7 La courbe de force-flèche de poutre renforcée par la fibre.....	51
Gambar 4.8 Déformation des jauges pour le béton (poutre 3 - expérimental)	52
Gambar 4.9 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 3 - expérimental)	53
Gambar 4.10 Modes de rupture (poutre 3).....	54
Gambar 4.11 La courbe de force-flèche de poutre sans renforcement	55
Gambar 4.12 Déformation des jauges pour le béton (poutre 4 - expérimental)	56

Gambar 4.13 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 4 - expérimental)	57
Gambar 4.14 Modes de rupture	57
Gambar 4.15 Les courbes des résultats des calculs numériques et expérimentaux (poutre 1)	59
Gambar 4.15 Courbe force-déformation de Béton Comprimé (poutre 1)	61
Gambar 4.16 Courbe force-déformation d'Acier Tendue (poutre 1)	62
Gambar 4.17 Les courbes du calcul numérique et de l'essai expérimental (poutre 2)	63
Gambar 4.18 Courbe contrainte-déformation de Béton Comprimé (poutre 2)	65
Gambar 4.19 Courbe contrainte-déformation d'Acier Tendue (poutre 2)	66

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1.1. Généralités

Aujourd'hui, l'utilisation de béton comme un élément de construction formant matériau devient plus massive et formes variées. Parmi les autres plats comme à des éléments formant le château d'eau qui est souvent utilisé comme un ménage ou à des fins industrielles. À des fins industrielles, parce que l'utilisation en grands volumes, bien sûr, le problème devient plus complexe avec le niveau de questions de diversité. De la planification, processus de moulage, jusqu'à ces éléments fonctionnent. Certains initiée par l'effondrement a eu lieu à cause de petits problèmes qui se posent même dans la formation précoce des éléments. Cette thèse traite de l'effondrement de la plaque à cause de problèmes mineurs qui se posent dans le béton dans la formation initiale de la plaque, ainsi que les efforts pour localiser les problèmes à se concentrer dans l'amélioration de la performance de ces éléments, et nous nous efforçons d'augmenter la performance avec l'ajout d'autres matériaux.

Fondamentalement, le béton est un matériau hétérogène, mais il est considéré comme un matériau homogène pour faciliter le calcul. Par conséquent, pour soutenir la bonne qualité du béton, la production du béton nécessite un bon procédé de fabrication. L'effondrement du mode de rupture en raison de fissures est un fait important qui se produit dans les éléments avec des matériaux à base de ciment. La complexité des problèmes qui se posent en raison de la présence de fissures initiales (micro fissures) qui se développent et se propagent aléatoirement, suivis par des fissures ultérieures. Ce motif de déformation est important en tant que marqueur de sécurité d'une structure.

Parce que le béton est un matériau compression, donc nous utilisons le matériau en avantage de tirer, par exemple l'acier et la fibre composite. Prolongement de ce matériau est sa fonction principale dans le béton armé. Grande résistance à la traction, ou l'acier à haute teneur en carbone, généralement dispose d'une zone de fusion plus faible que l'acier forte moyenne ou faible avec de l'acier de faible teneur en carbone (Dewobroto, 2005). En fait, si nous nous référons aux caractéristiques, l'acier d'armature est fonctionné pour résister de la force de traction en béton armé. Mais, avec le développement et la recherche, la fonction de l'acier en développement de résister force de compression pour réduire la superficie de la section de béton, malgré les risques qui doivent être prises est la structure des prix va monter en flèche. Les caractéristiques de matériau FRP a été développé en raison de ses avantages par rapport à l'armature d'acier, comme la résistance à la corrosion, léger et quelques points techniques qui peuvent être modifiés par exemple la durabilité, la densité, la résistance, et ainsi de suite, ce qui FRP être préférable pour certains critères spécifiques de l'application. Les structures en béton avec FRP peuvent atteindre le niveau de fragilité souhaitée, mais elle exige coût énorme (Naaman, 2003).

1.2. Objectif

Une étude expérimentale exige d'autres résultats pour valider les résultats de tests expérimentaux. Un autre résultat pourrait être un objet d'étude comparables numériquement et équivalent. Dans ce cas utiliser le logiciel CAST3M 13. Ce programme numérique pour observer le comportement des éléments d'une structure à l'étude.

Dans les études expérimentales sera obtenu les résultats des tests tels que la traction et la courbe de comportement à la compression, la déformation de l'échantillon, et les modèles de fissures. Bien que des études numériques seront obtenues courbe de traction et le comportement à la compression (de sorte qu'il puisse être comparé) et un diagramme de la déformation de l'éprouvette.

1.3. Avantage

Les avantages sont:

1. Les scientifiques, peuvent utiliser les résultats de cette étude comme une référence de poursuivre les études relatives à la plaque d'amélioration des affaires, en particulier dans la lutte contre la fissure initiale et d'augmenter les performances en utilisant FRP
2. Dans le monde de la construction, peuvent utiliser ces résultats pour améliorer la performance des éléments de construction avec une attention à la localisation de la fissure initiale

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

CHAPITRE II

ETUDE BIBLIOGRAPHIE

2.1. Béton

Le béton est formé par le mélange des matériaux chacun présentant des caractéristiques. Donc, fondamentalement, le béton est un matériau hétérogène, mais il est considéré comme un matériau homogène pour faciliter le calcul. Par conséquent, pour soutenir la bonne qualité du béton, la production du béton nécessite un bon procédé de fabrication. La figure suivante est la relation contrainte-déformation du béton.

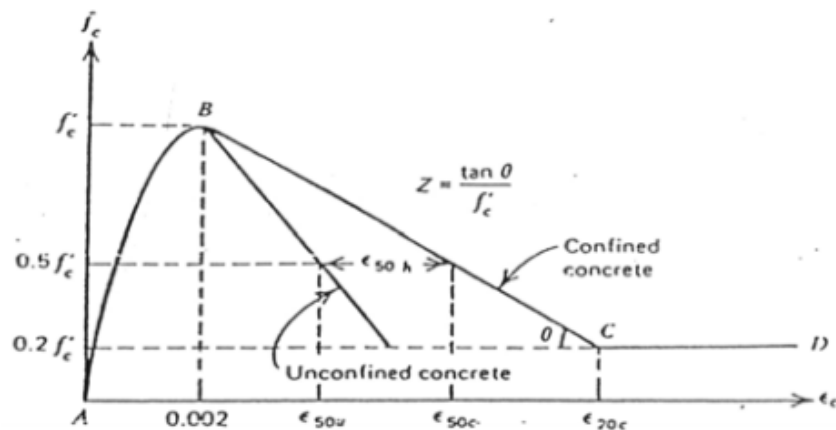


Figure 2.1 Relation de Contrainte-Déformation du Béton (Park & Paulay, 1975)

État fragile du béton, est la cause de ce matériau n'a pratiquement pas de valeurs de résistance à la traction. De diverses études qui ont été faites, les efforts pour augmenter cette valeur, entre autres, la recherche sur les fissures macro et micro. Micro par exemple, lorsque la valeur de la rigidité et l'élasticité de l'agrégat est beaucoup plus petite que la matrice, la propagation de la fissure dépendra de la liaison entre l'agrégat. Ainsi, la présence d'agrégats, bien sûr, beaucoup d'influence, en raison du volume qui atteint 70 à 75% du volume total de béton (Skarzynski et al, 2010). Dans le même journal a conclu que l'augmentation de la résistance de la poutre

s'accompagne d'une augmentation de la longueur, la forme, la densité et la distribution des agrégats. Ces choses sont certainement très liées au mécanisme de glissement sur l'essai de flexion.

L'effondrement du mode de rupture en raison de fissures est un fait important qui se produit dans les éléments avec des matériaux à base de ciment. La complexité des problèmes qui se posent en raison de la présence de fissures initiales (micro fissures) qui se développent et se propagent aléatoirement, suivis par des fissures ultérieures. Ce motif de déformation est important en tant que marqueur de sécurité d'une structure.

Comme nous le voyons dans la figure suivante. Quand l'effondrement dû à la force imposée sur les éléments atteint la valeur peut être résisté par la matrice (f_t), la condition est appelée la rupture fragile. Normalement, cette condition est un effet de la force normale de traction se produit, parce que l'agrégat ne contribue pas à la résistance de support de charge normale, ainsi que l'enclenchement entre l'agrégat. Mais si la force qui a provoqué l'effondrement dépassé progressivement cette valeur, et la durabilité des éléments en béton est une combinaison d'une résistance de la matrice et de l'agrégat (f_{ct}), il est appelé un effondrement quasi-regas (Patty, 2013). C'est l'impact d'un essai de flexion sur le béton. Nous pouvons voir que la dissipation d'énergie est supporté par l'enclenchement entre les l'agrégat, la forme de la courbe n'est pas élastique, mais la déformation se produit, bien que pas très grande.

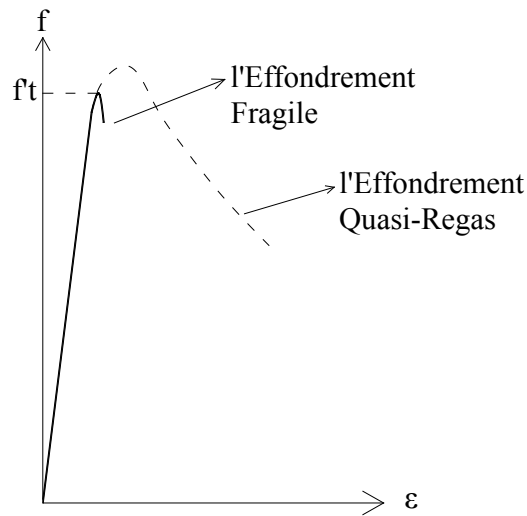


Figure 2.2 Configuration de l'effondrement du béton

L'augmentation de la valeur de l'enclenchement d'agrégat influe la zone de matière plastique est formée à la extrémité des configurations de fissures. L'application, nous pouvons concevoir le béton avec des variations de l'agrégat qui peuvent faciliter l'augmentation de la valeur, ou l'ajout de fibres au mélange. Cela permettra d'améliorer la ductilité du béton.

Zone de propagation d'une fracture (FPZ) à partir de la micro-fissuration se produit, ce qui est la zone plastique de la fissure micro du béton. Le plus les fissures qui se produisent, la configuration de fissure de plus en plus localisée et macro au modèle le plus large de la fissure. Toutefois, en raison de plusieurs modèles mathématiques de forme pour la zone plastique, suggère l'existence d'une valeur de largeur de la fissure, ce qui se produit lorsque la largeur des fissures est très faible par rapport à la longueur de la fissure et de la tension irrégulière qui se produisent dans la courbe σ - w . alors la valeur de w utilisé est 0, cette hypothèse constitue un modèle appelé modèle de fissure fictive, a d'abord été publié par Hillerborg et al (1976).

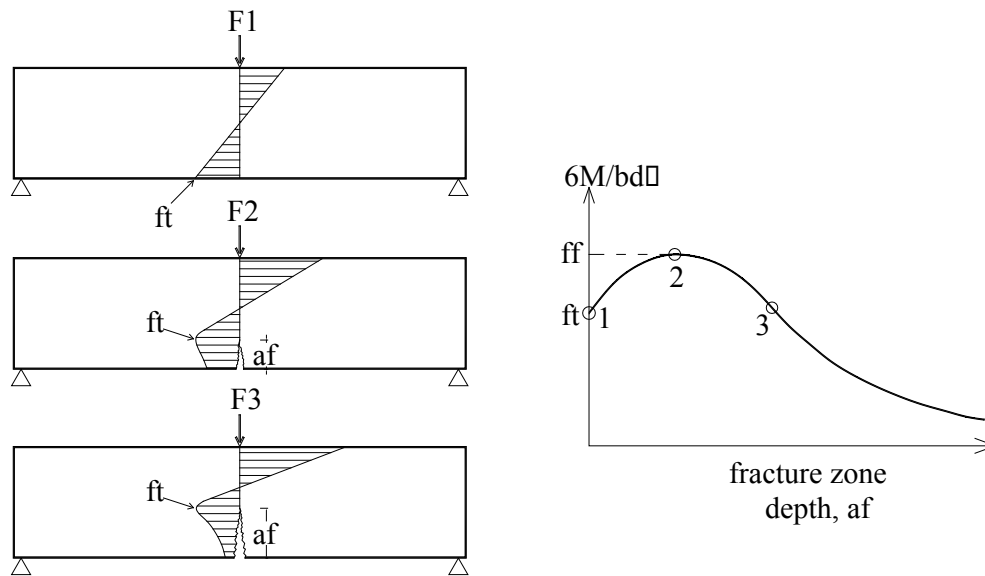


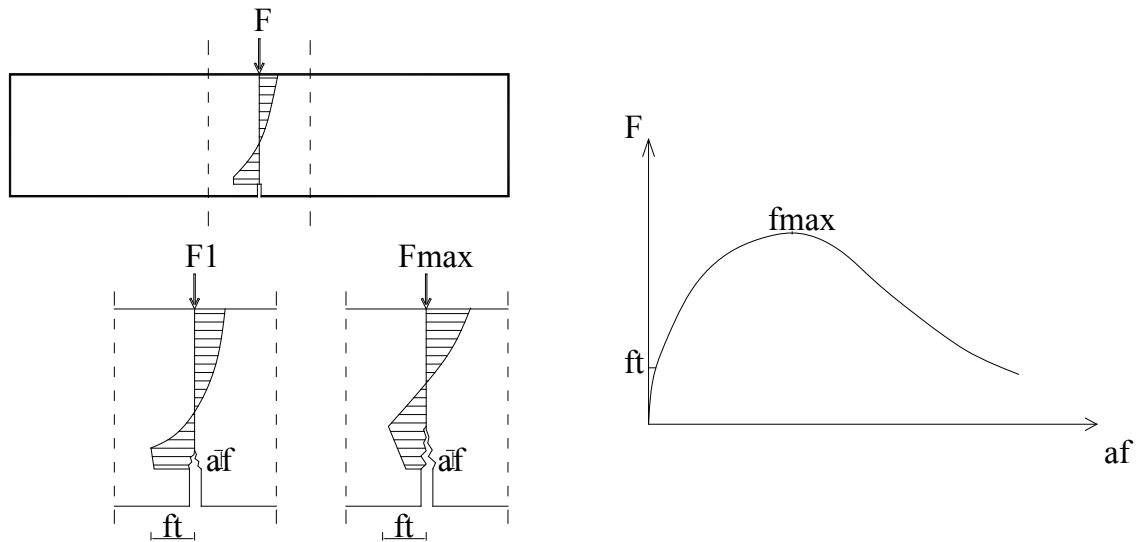
Figure 2.3 Le développement de contrainte dans une poutre non entaillé (Hillerborg, 1988)

Dans le schéma et le courbe ci-dessus, on peut voir l'évolution de la contrainte qui se produit dans la section transversale de la poutre. Au début du chargement avec une tension relativement faible, on peut utiliser la théorie de la tension de poutre simple, dans lequel les deux fibres extérieures de poutre sont également maximale de contrainte f_t (1), la tension maximale est linéaire peut être déterminé par:

$$\sigma_{max} = \frac{6M}{bd^2}$$

M est le moment se produit, b est la largeur de la poutre, et d est la hauteur de la poutre. En plus de l'augmentation de charge et de la valeur de déflexion et aussi l'apparition de la contrainte de traction maximale dans les fibres inférieure extérieures, des fissures sont apparues sur le côté de traction des poutres sont capables de réduire la tension retenue par la fibre à la traction extérieure, et la contrainte de traction maximale se déplace vers les extrémités de la zone de fracture plastique (2) et crée un motif de tension qui n'est plus linéaire. Et ainsi de suite jusqu'à ce que la poutre se brise (3),

même à l'étape finale avant que la poutre est rompue, les fibres inférieures extérieures résistent à peine contrainte de traction importante.



**Figure 2.4 Le développement de contrainte dans une poutre entaillé
(Hillerborg, 1988)**

Alors que, sur la poutre avec une entaille dans le milieu de la portée, fibres qui ont connu le plus grand effort de traction est la fibre à la fin de la zone plastique, ce qui correspond au modèle de la poutre précédente. L'entaille faciliter déformation de traction initiale, de sorte que la fissure se développe immédiatement après le chargement est donnée, mais avec une faible propagation de la fissure. Par conséquent, la valeur de la plasticité de la zone doit être envisagée.

Modélisation des micro-fissures, d'abord ont été étudiés par Dugdale (1960) pour le motif de la rupture ductile, et Barenblatt (1962) pour le motif de fissure fragile. Ils représentent une déformation plastique à la pointe de la fissure. Mais les deux utilisent le modèle typique de la bande et peut être comparé, si il y a des similitudes entre les deux, par exemple, est un domaine qui a été fissuré en aucun cas supporter une tension. Voici les modèles bandes utilisés.

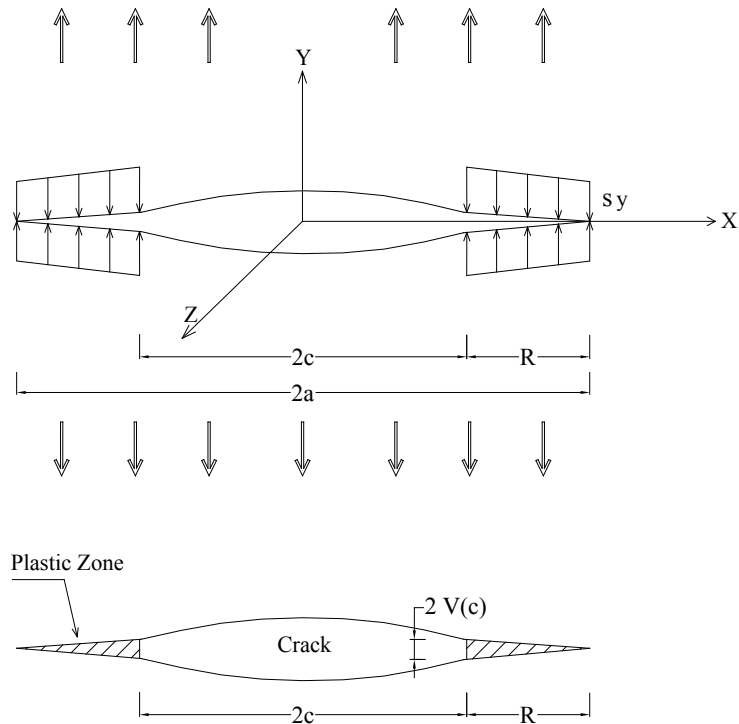


Figure 2.5 Représentation schématique du modèle de zone plastique de Dugdale

Dugdale supposé que la déformation plastique qui apparaît sur la bande et sur toute la surface de l'échantillon d'essai se comporte élastique. Ainsi, toute la surface de matière plastique éprouver la même tension et linéaire. Ce modèle a été introduite lors de la taille de la zone plastique n'est plus faible par rapport à la longueur de la fissure. Parce que ce modèle estime une plaque mince dans le cas de contrainte plane déformation, puis Barenblatt le continue avec le cas de plane déformation de cisaillement.

Barenblatt conclu deux hypothèses, dont l'un est la largeur de la zone de bord d'une fissure est petit comparé à la taille de l'entier fissure. Cependant, cette hypothèse ne peut pas être appliquée aux micro-fissures. Ce modèle suppose que chaque partie de la zone en matière plastique résistant à la tension n'est pas la même, ou en d'autres termes plus étroits pour le cas réel. L'image suivante est une représentation du modèle Barenblatt.

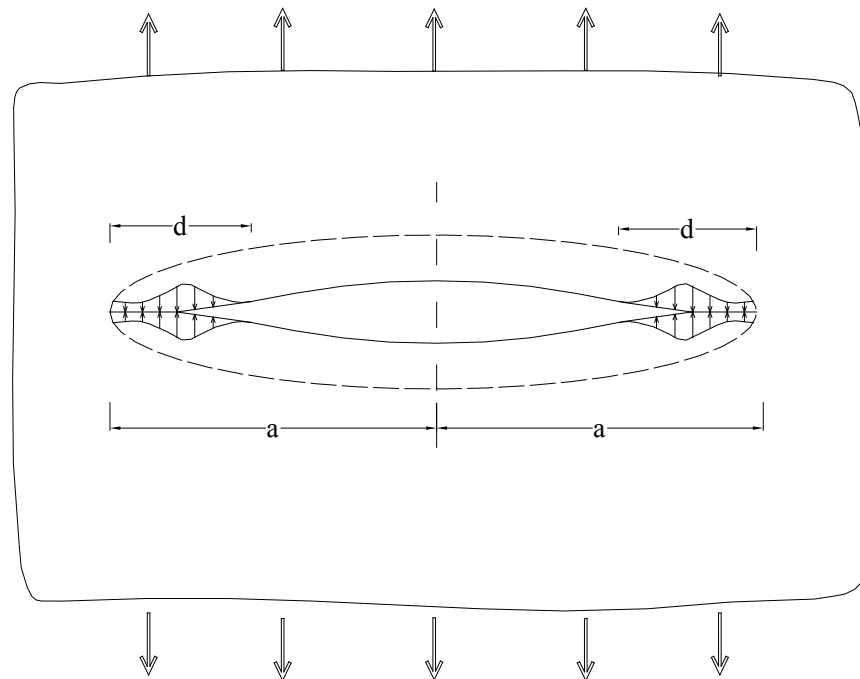


Figure 2.6 Forces de cohésion à la pointe de la fissure à la theorie de Barenblatt

L'effondrement du béton s'est produit sans valeur de déformation significative, après avoir atteint le point de sa capacité maximale du béton, la souche qui se produit ne facilite pas l'ajout de force. Ce comportement est dangereux s'il se produit dans la structure, car il n'y a pas de déformation dans la forme significative qui indique que le béton va s'effondrer. Dans le béton, la forme change sous l'apparition de fissures à la surface du béton, mais ce n'est pas très visible à l'œil. A partir de ce constat, le béton est classé comme un matériau fragile.

Le caractéristique classique de ce matériau :

La Porosité

Sa comportement qui est obtenu par le rapport du volume des vides au volume total. Si les pores de béton plus fins et moins nombreux, le beton subira une attaque beaucoup plus lente en contactent avec les matériaux agressif. En effet de sa rélation avec son armature, sa faible porosité protégera les armatures des risques de corrosion.

Résistance Mécanique

De sa capacité de résistance à la compression, nous pouvons tirer et classer les bétons :

Table 2.1 Class du Beton

Classe	Résistance Caractéristique (28 jours) MPa
Béton Ordinaire	16 – 40
Béton Haute Performances	45 – 60
Béton Très Hautes Performances	65 – 100
Béton Ultra Hautes Performances	>110

En laboratoire, la résistance à la compression est mesurée par les éprouvettes cylindriques en essais destructif. Mais pour la mesure dans la construction qui a besoin l'essai non-destructif, elle peut utiliser le scléromètre, appareil basé sur le rebondissement d'une bille d'acier sur la surface à tester, ou des instruments de mesure de la vitesse du son au travers du béton (4000 m/s pour un béton courant).

De plus résultat que nous pouvons se déduire de la valeur résistance à la compression est la contrainte en traction, selon la formule réglementaire habituelle :

$$f_t = 0.6 + 0.06 f_c \text{ (MPa)} \quad \text{donnée par le règlement BAEL}$$

$$f_t = 0.3 \times \sqrt[2/3]{f_c} \text{ (MPa)} \quad \text{donnée par les recommandations CEB-FIP 1990}$$

Pour le béton haute performance, les formules (BAEL) sont définies par la valeur de résistance à la compression :

$$f_t = 0.6 + 0.06 f_c \quad \text{si} \quad f_c < 60 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0.275 \times f_c^{2/3} \quad \text{si} \quad 60 \leq f_c \leq 80 \text{ MPa}$$

Les échantillons qui ont été faits seront testés en compression, en utilisant la méthode de l'essai de flexion ou l'essai de module de rupture où de test avec 4 points. Nommément 2 points des simples appuyées sur les

deux extrémités, et les chargements à 2 points mutuellement symétriques, ainsi ils divisent l'échantillon en trois travées. Points des chargements placés sur la zone où l'objet de test est prévu pour être fracturé.

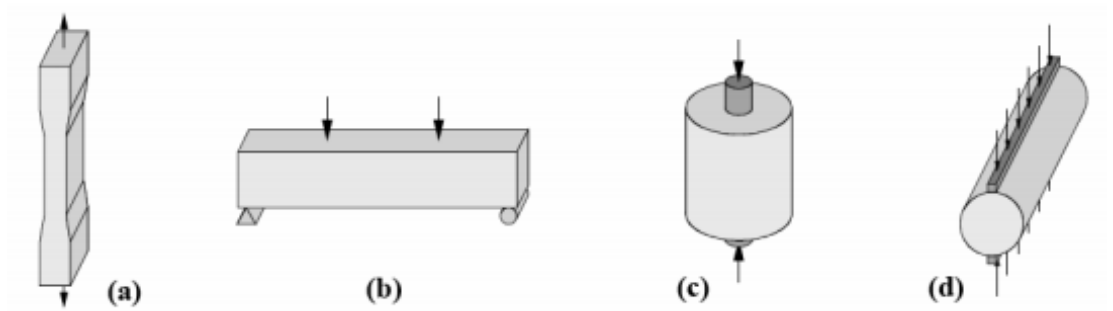


Figure 2.7 Les méthodes d'essai de traction en béton: (a) essais de traction directe, (b) essai de flexion, (c) test en double poinçon, (d) test du cylindre fendu

Ce test est considéré comme le meilleur que de faire un essai de traction directe sur le béton, mais en réalité il est possible d'effectuer des essais de traction du béton en utilisant le "Split Cylindric Test" ou "Double Punch Test" avec un échantillon cylindrique. Essais à effectuer est considéré comme indirecte parce que la force de traction nominale qui se pose est l'effet de la déformation dans l'éprouvette de flexion. Et aussi, dans cette méthode d'essai de flexion, il existe plusieurs types de chargements, dont certains sont l'imposition d'un seul point dans le milieu de la portée et deux points de chargement avec une distance entre les chargements. Deux points de chargement va produire un meilleur impact par rapport au point de chargement, car ils permettent la déflexion maximale de l'éprouvette n'est pas au point de chargement, ce cas prend en charge le concept de la poutre en l'absence de forces de cisaillement à la région midspan qui sont de l'ordre à la distance entre les deux points de chargement, ce qui bien sûr n'est pas représenté par un test avec une pièce du point de chargement. Dans les essais avec un seul point de chargement, le cisaillement maximal imposé aux cotes de point de chargement.

2.2. Acier

Matériau de l'acier n'est pas équivalent par rapport au béton qui est non linéaire et dépend de nombreux paramètres qui influent sa qualité, comme le processus de couler, le durcissement, et cetera. Bien qu'il existe encore certaines choses qui doivent être pris en compte dans l'utilisation de ce matériau. Cependant, dans la conception de la structure de béton armé, la courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature est suffisante pour définir ce matériau. Cette courbe peut définir l'acier d'armature comme un matériau élastique qu'est linéaire, un matériau plastique qui permet l'augmentation de la force en prolongeant de la longueur (strain-hardening), et finalement sa phase d'effondrement. Prolongement de ce matériau est sa fonction principale dans le béton armé. Grande résistance à la traction, ou l'acier à haute teneur en carbone, généralement dispose d'une zone de fusion plus faible que l'acier forte moyenne ou faible avec de l'acier de faible teneur en carbone (Dewobroto, 2005).

En fait, si nous nous référons aux caractéristiques, l'acier d'armature est fonctionné pour résister de la force de traction en béton armé. Mais, avec le développement et la recherche, la fonction de l'acier en développement de résister force de compression pour réduire la superficie de la section de béton, malgré les risques qui doivent être prises est la structure des prix va monter en flèche.

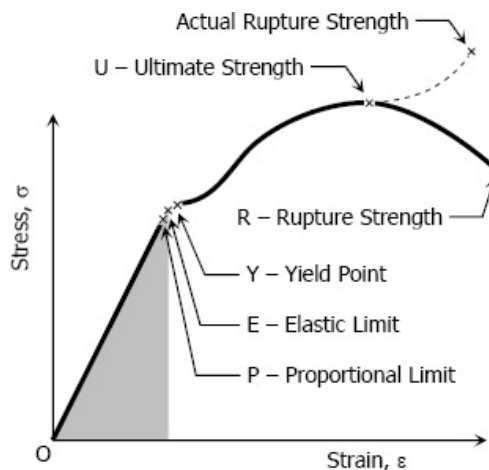


Figure 2.8 Relation de contrainte-déformation de l'acier

Le schéma ci-dessus montre la relation contrainte-déformation de l'acier d'armature. Ici, nous pouvons voir que le comportement de l'acier est meilleur que le comportement du béton, en indiquant son point d'effondrement. Il indique que la limite d'élasticité de l'acier est 75% de la résistance globale avant rupture. En fait, la souche, avant d'atteindre le point ultime, est également significative comme une indication de l'élan de l'effondrement. Basé sur ce comportement, l'acier est classé comme un matériau ductile, en raison de sa grande déformation avant l'effondrement.

Le point de la limite d'élasticité est la tension maximale qui est subie par l'acier, sans déformation permanente. En d'autres termes, lorsque la charge est relâchée, l'acier revient à sa forme d'origine. L'étape de rendement arrive lorsque les changements de forme, qui se produisent en raison de l'addition de la charge sur la poutre, vont commencer à être permanents, donc quand la charge est relâchée, l'acier ne peut plus revenir à sa forme originale. La résistance ultime est la force de traction maximale de l'acier qui se produit dans le domaine de la plastique, le rendement qui se produit après ce point est très dangereux car, en plus l'une augmentation de la contrainte n'est pas significative, et aussi l'acier a été déformée trop. Et, la fin de la durée de vie de l'acier, se trouve au point de rupture, c'est-à-dire quand l'acier se rompu.

Cette courbe explique que le matériau en acier possède deux valeurs de modules. D'abord le module d'élasticité, qui représente le comportement linéaire, puis le module de plasticité, qui représente le comportement non-linéaire. Le module d'élasticité pour les conditions dans lesquelles le matériau va absorber l'énergie sans déformation permanente, et le module de plasticité, pour des conditions dans lesquelles le matériau à absorber de l'énergie sans provoquer d'effondrement.

2.3. FRP

Voici un modèle expérimental de poutres en béton avec FRP (Fiber Reinforced Mortar), à savoir le renforcement élément qui est une combinaison de fibres et de mortier sont en adjoint sur des éléments de béton tels que des poutres ou des dalles.

Les caractéristiques de ce matériau a été développé en raison de ses avantages par rapport à l'armature d'acier, comme la résistance à la corrosion, léger et quelques points techniques qui peuvent être modifiés par exemple la durabilité, la densité, la résistance, et ainsi de suite, ce qui FRP être préférable pour certains critères spécifiques de l'application. Mais bien sûr, parce que c'est un élément qui peut être considéré comme un élément nouveau, sa demande est encore relativement faible, de déformation et les coûts deviennent un obstacle majeur à la réalisation de l'utilisation de cet élément comme un substitut de renforcement conventionnel dans la structure. En outre, la réponse à la charge de travail est élastique linéaire avant l'effondrement, FRP relativement n'a pas la capacité de répartir la force de cisaillement, n'avoir pas la résistance de flexion, et inflammable.

Techniquement, la plus dangereuse de l'utilisation de la FRP, est le manque de caractère de plasticité et faible résistance au cisaillement dans la direction transversale. Cela peut provoquer un évanouissement soudain, en l'absence de déformation qui a marqué diminution de la force des éléments

avant de s'effondrer. Les structures en béton avec FRP peuvent atteindre le niveau de fragilité souhaitée, mais elle exige coût énorme (Naaman, 2003).

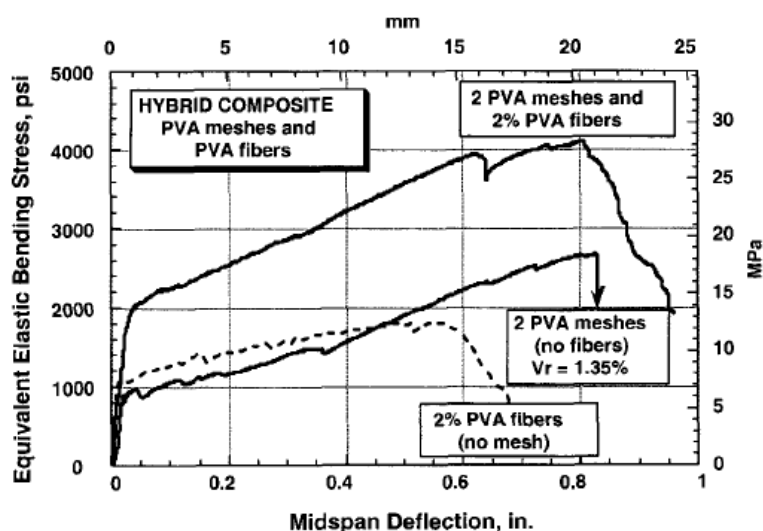


Figure 2.9 Typique de reponse de fléxion de Hybrid Composite entre PVA Meshes et PVA Fibre

Le graphique ci-dessus est les courbes contrainte-déformation pour les trois types de modélisation. Les différences apparentes dans les caractéristiques qui apparaissent dans les deux types de plaques, plaques à renfort de fibres (appellent type 1) est supérieure à la charge initiale, précisément dans la région par rapport à la plaque élastique avec armature en acier nattes (appeler de type 2). Mais, dans la zone plastique, la déformation de la plaque de type 1 a une valeur inférieure par rapport à la valeur de la déformation de la plaque de type 2, la résistance a tendance à augmenter avec une augmentation de la valeur de la déformation avant de se rompre. Être sur la plaque de type 3 qui est renforcé avec des plaques et des fibres en acier, la tension élastique a augmenté d'environ 2 fois plus élevée que les deux types précédents, mais la plaque ne se déforme plus grande que celle se produisant sur le type de plaque 2. Bien sûr, cela se produit parce que fondamentalement les deux matières feront chacun une contribution excédentaire. C'est assurément le cas, parce que fondamentalement les deux matériaux sont combinés, mutuellement contribuera leurs avantages.

Quelques modelés de renforcement par les matériaux de FRP sont :

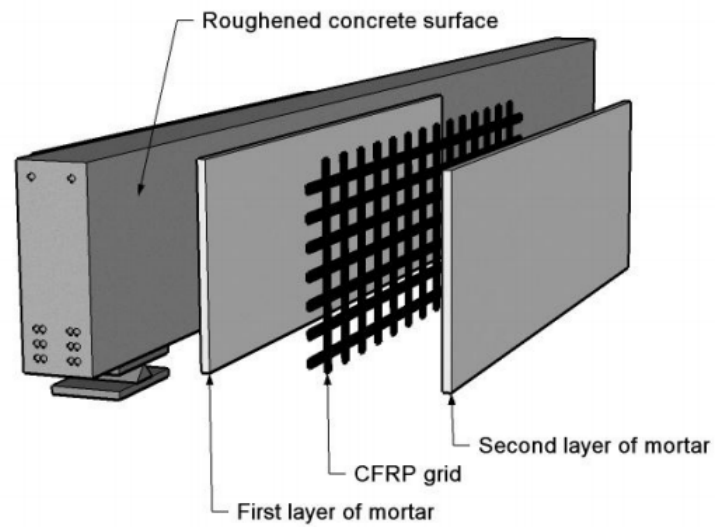


Figure 2.10 MBC Shear Strengthening of an Concrete Beam

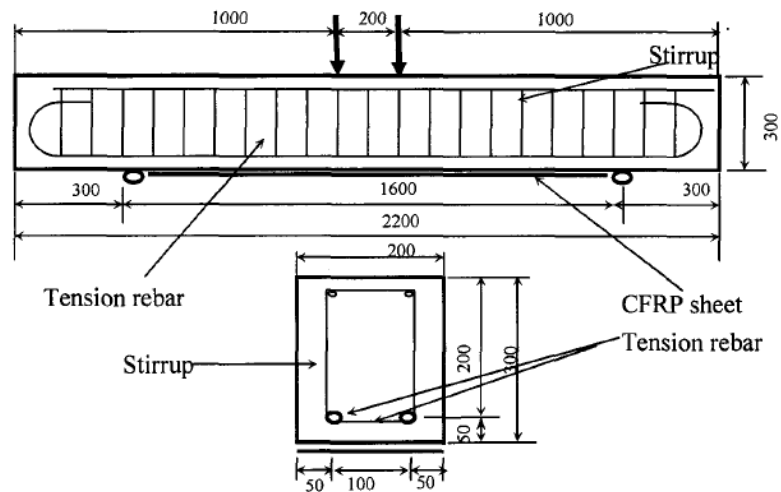


Figure 2.11 Test Specimen

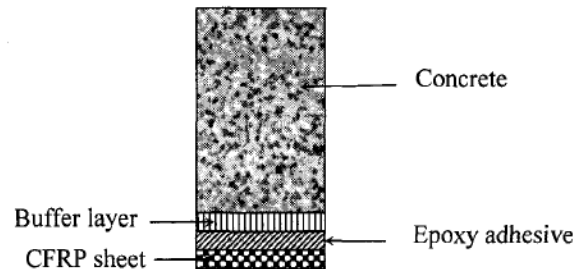


Fig.2 Cross sectional detail

Figure 2.12 Cross Sectional Detail

En plus de ce qui précède, il doit être pensé comme ce qui a suivi était matrice caractéristique qui sera utilisé pour lier les matériaux de FRP dans le béton, comme cela est également l'un des éléments clés du composite si elle peut fonctionner comme une seule unité lorsqu'il est chargé.

2.4. Béton Armé

Voici le comportement, en théorie, de l'effondrement des poutres simples appuyées en béton armé:

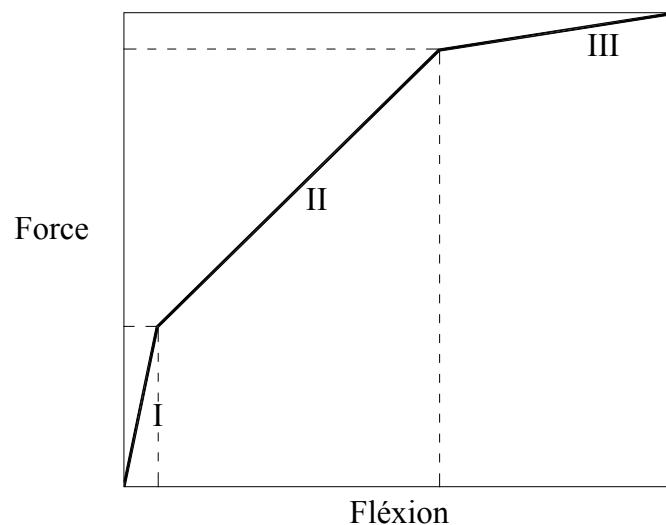


Figure 2.13 Le comportement des chargement-flexion de la structure en béton armé

En condition I la zone linéaire dans laquelle les éléments de poutre sont totalement élastiques et la fissuration n'a pas eu lieu, malgré la déformation, la forme toujours retourne à la situation initiale. En condition II les poutres ont commencé à se fissurer dans la zone plastique, où la déformation (la déflection) qui se produit sur les poutres a commencé de façon permanente, ou en d'autres termes la forme de la poutre ne peut pas revenir à la normale. En condition III, le renforcement a commencé à fondre en raison de dé-actualisation de la charge qui a subi. Cela peut également se

produire parce que le béton a été écrasé / cassé. C'est la phase finale de la poutre avant l'effondrement si la charge continue d'être augmentée.

Certains matériaux fragiles tels que le béton, si cela se fait tester de flexion, comme ça, ont tendance à échouer dans la zone de la traction avant de rupture dans la zone de la pression. La section transversale de l'objet d'essai aura une gamme de contrainte de traction-compression au moment de l'essai de flexion, dans lequel les fibres de déflexion dans la partie inférieure (côté concave) subiront l'expérience la contrainte maximale de compression, tandis que les fibres de la partie extérieure de la déflexion (côté convexe) auront l'expérience des contraintes de traction maximum. On le constate dans la figure suivante.

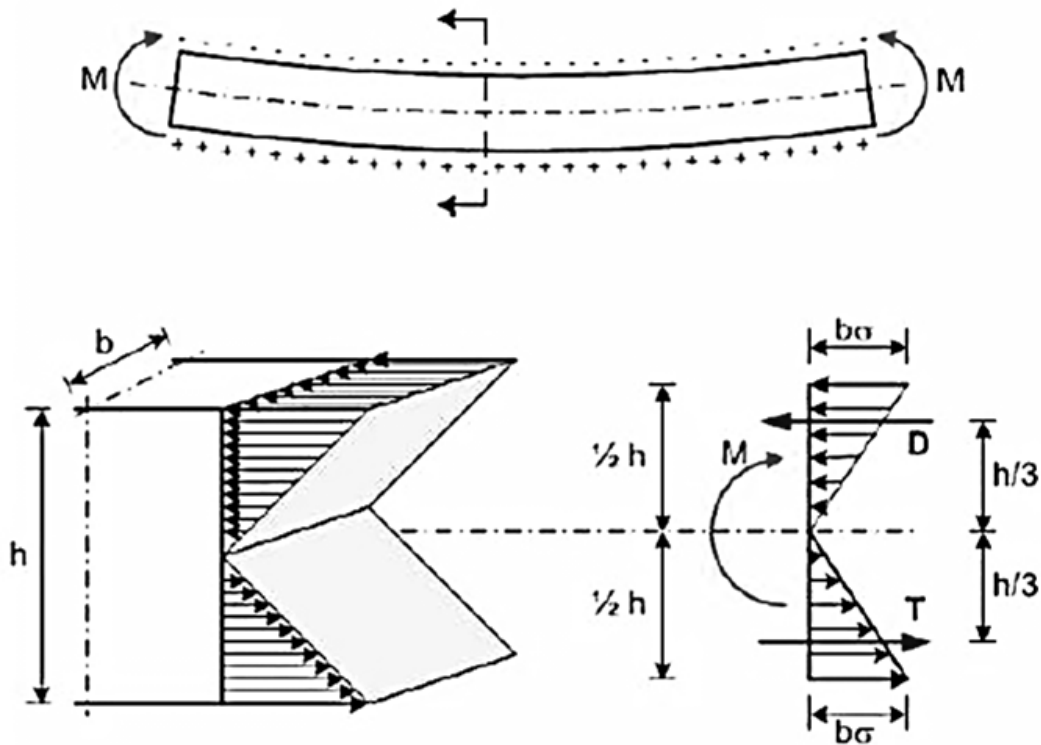


Figure 2.14 Le comportement de la flexion de la poutre

Les conditions de l'effondrement, en raison de la charge de flexion sur la poutre en béton-armé, se décompose de trois manières, la première est l'effondrement de la traction (under-reinforced), qui se produit lorsque la souche qui a eu lieu dans la zone de traction, est supérieure par rapport à la

capacité élastique de l'élément en traction, ou si l'acier d'armature a fondu lorsque la poutre s'est écroulé. La deuxième est l'effondrement de la compression (over reinforced), qui se produit lorsque la souche, à la zone de traction, plus petite que la capacité élastique de l'élément en traction, ou en d'autres termes, parce que la poutre s'est effondrée, en raison de béton qui écrasé avant de l'acier se déforme. Et le dernier est l'effondrement équilibré (balanced reinforced), qui se produit lorsque la souche, à la zone de traction est aussi grande que la capacité élastique de l'élément en traction, c'est-à-dire la souche dans la fonte de l'acier égale avec la souche limite du béton.

Les poutres ont un certain type de fissure, entre autre, la fissuration de flexion (a), les fissures de cisaillement-flexion (b), la fissuration de torsion, etc. Les fissures de flexion sont les fissures verticales qui ont commencé du côté de la traction de la poutre vers le haut à la ligne neutre. Il y a une distance de fissure adjacente, qui se produit dans les zones qui ont un grand moment de flexion. La fissuration inclinée, en général, se produit en raison d'un cisaillement dans la poutre, et peut être d'une continuation de la fissure de flexion. Le schéma de fissuration torsion est semblable à la fissuration inclinée, mais elle se produit dans un schéma circulaire autour de la poutre. Il y a aussi, la cohérence de craquage, qui se pose en raison de la perte de cohérence des stresses entre le béton et l'acier, si l'acier ne supporte pas le béton supportant la charge de traction. Le schéma est figuré ci-dessous.

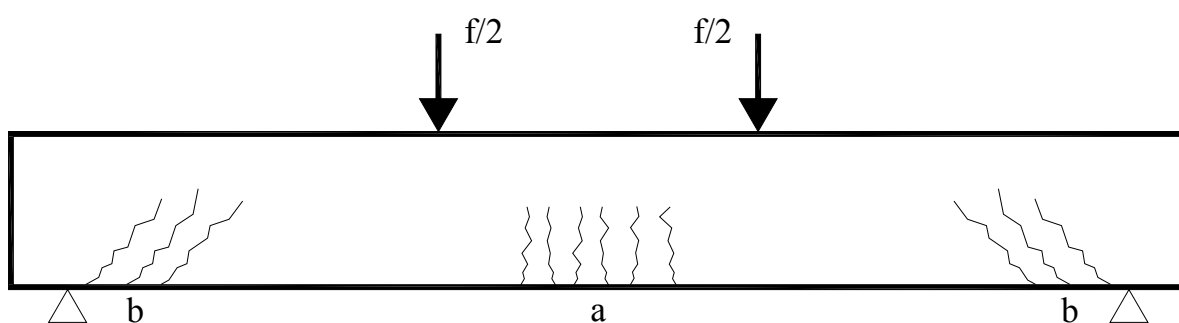


Figure 2.15 Les configurations des fissures

Le mécanisme de glissement dans la poutre qui n'a pas été fissurée est généralement précédé par les fissures de flexion qui se propagent et se transforment en fissuration inclinée. Une poutre qui n'a pas été fissurée, va tenter de résister à des forces de cisaillement qui se produisent, celles sont suivies par l'action d'un verrouillage des agrégats sur le plan de la fissure, et, finalement, l'armature longitudinale portera la force transversale qui se produit. Mais la résistance à la compression du béton a également contribué à l'action de la résistance à la force de cisaillement, avec son action concave. Et si ça existe, l'armature de cisaillement dans la poutre. Voir schéma ci-dessous.

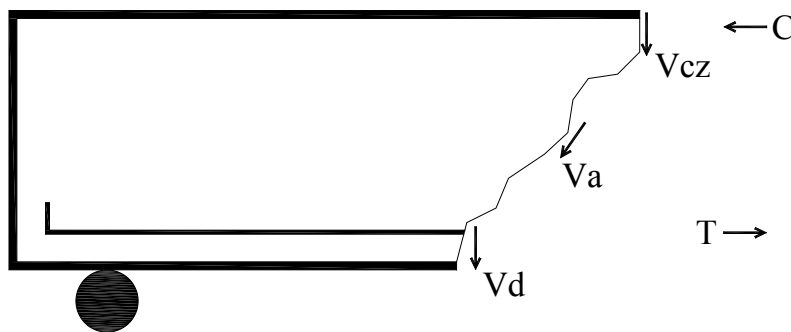


Figure 2.16 Le mécanisme de cisaillement

De ce fait, il peut être supposé que le critère de test et de traction par flexion produit également un matériau qui est relativement similaire en valeurs, mais uniquement dans des conditions où le matériau testé est homogène.

$$\sigma = \frac{3F(L - L_i)}{2bd^2}$$

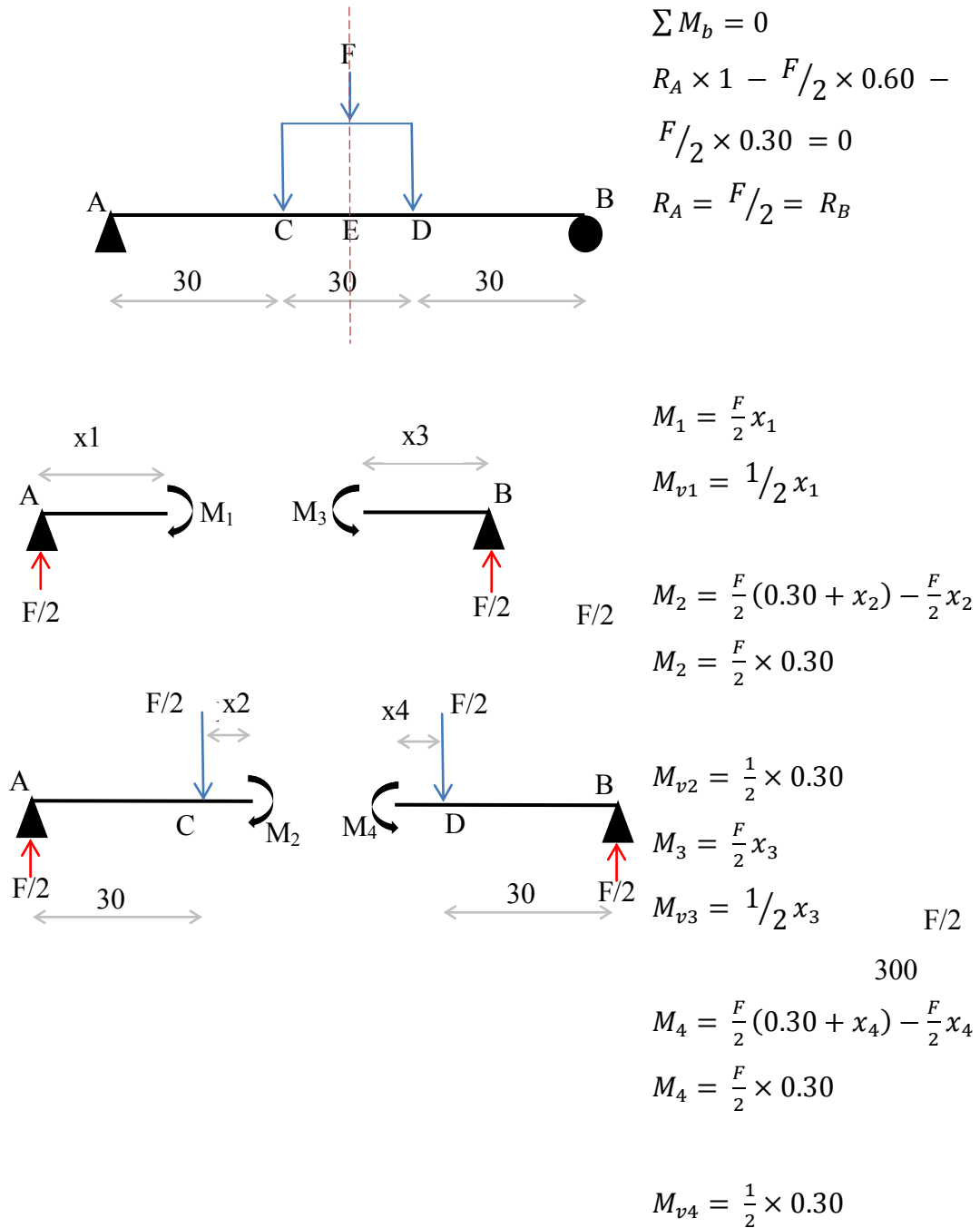
Les dimensions de l'objet de test est 1000 x 100 x 250 mm, puis:

$$\sigma = \frac{3F(1000 - 300)}{2 \times 250 \times 100^2} = \frac{2.1 \times 10^3 F}{5 \times 10^6} = 4.2 \times 10^{-4} F$$

F est la force où la charge agissant au moment du test. Si nous voulons obtenir la tension nominale de l'objet de test, il suffit d'entrer la valeur de la charge lorsque l'échantillon commence à s'effondrer. Mais si

nous voulons obtenir la contrainte élastique, la valeur de charge est entrée lorsque l'objet de test commence à se fissurer.

Une analyse ultérieure de ce calcul, utilise la méthode de champ de moments, pour obtenir la valeur de la déflexion provoquée par une charge donnée, comme il est présenté ci-dessous:



$$\begin{aligned}
V_e &= \frac{1}{EI} \int_0^{0.30} M_1 \times M_{v1} \cdot dx + \frac{1}{EI} \int_0^{0.15} M_2 \times M_{v2} \cdot dx + \frac{1}{EI} \int_0^{0.30} M_3 \times M_{v3} \cdot dx \\
&\quad + \frac{1}{EI} \int_0^{0.15} M_4 \times M_{v4} \cdot dx \\
&= \frac{1}{EI} \int_0^{0.30} \frac{F}{2} x_1 \times \frac{1}{2} x_1 \cdot dx + \frac{1}{EI} \int_0^{0.15} \frac{0.30F}{2} \times \frac{0.30}{2} \cdot dx + \frac{1}{EI} \int_0^{0.30} \frac{F}{2} x_3 \times \frac{1}{2} x_3 \cdot dx \\
&\quad + \frac{1}{EI} \int_0^{0.15} \frac{0.30F}{2} \times \frac{0.30}{2} \cdot dx \\
&= \frac{1}{EI} \left[\frac{0.30^2 F}{4} \right] + \frac{1}{EI} \left[\frac{0.30^2 F}{4} \right] + \frac{1}{EI} \left[\frac{0.30^2 F}{4} \right] + \frac{1}{EI} \left[\frac{0.30^2 F}{4} \right] \\
&= \frac{0.30^2 F}{EI} \quad (\downarrow)
\end{aligned}$$

A partir de ces résultats, nous considérons seulement les paramètres qui influent sur la valeur de la déflexion de l'éprouvette. Dans ce cas, la valeur de F est l'ampleur de la charge imposée à la structure, tandis que la valeur d'EI se compose des paramètres liés à la capacité des conditions matérielles d'une grande section transversale (l'inertie de section transversale de l'élément) et les caractéristiques matérielles des éléments structurels (module d'élasticité).

En plus de ce qui précède, il doit être pensé comme ce qui a suivi était matrice caractéristique qui sera utilisé pour lier les matériaux de FRP dans le béton, comme cela est également l'un des éléments clés du composite si elle peut fonctionner comme une seule unité lorsqu'il est chargé.

2.4.1. SNI 03-4431-1997 (Un règle qu'est utilisé en Indonésie)

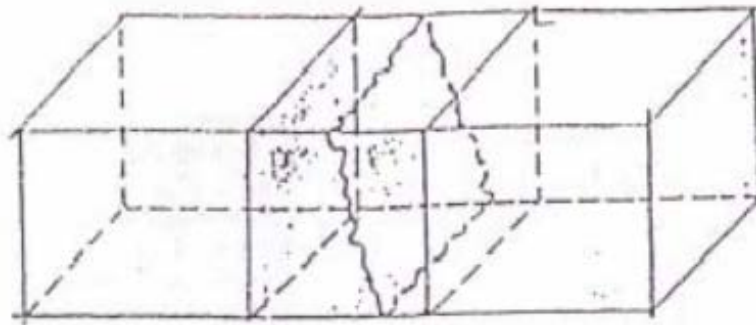
Dans cette règle, mentionné, les détails techniques de test de résistance à la flexion avec 2 points de chargement.

La formule pour déterminer la valeur de la contrainte de flexion dans le béton de cette règle se compose de 3 types.

Pour le test, si l'éprouvette fracturait dans la zone centrale de la troisième distance au point de l'appui de béton, à la traction, résistance à la flexion serait calculée par l'équation:

$$\sigma_1 = \frac{P \times l}{b \times h^2}$$

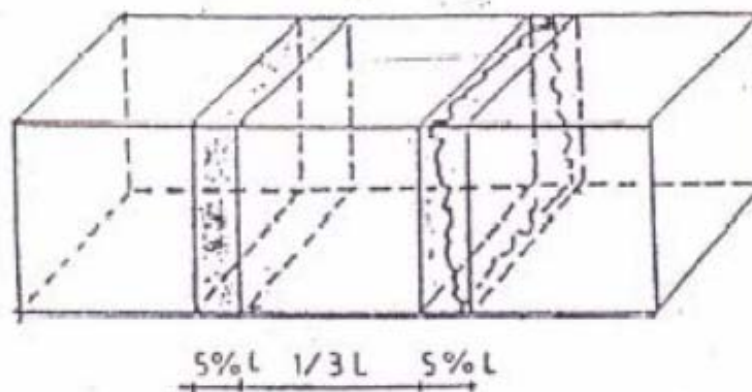
PATAH PADA PUSAT 1/3 BENTANG (L)
RUMUS 1



Pour le test, si l'éprouvette fracturait dans l'extérieure de la zone centrale de la troisième distance au point de l'appui de béton, à la traction, et la distance entre la point centrale et le point de fracture était inférieure à 5% de longueur de béton, donc la valeur de résistance à la flexion serait calculée par l'équation:

$$\sigma_1 = \frac{3 \times P \times a}{b \times h^2}$$

PATAH DI LUAR 1/3 BENTANG (L) DAN GARIS PATAH < 5%
DARI BENTANG
RUMUS (2)



Pour le test, si l'éprouvette fracturait dans l'extérieure de la zone centrale de la troisième distance au point de l'appui de béton, à la traction, et la distance entre la point centrale et le point de fracture était extérieur à 5% de longueur de béton, donc les résultats du test ne seraient pas utilisés.



2.5. Modèle du Béton CEA

Ce type modélise le béton dedans la circonstance qui déterminé par CEA (Commissariat à l'Energie Nucléaire Atomique et aux Energies Alternatives), particulièrement dans le modèle comportement mécanique non linéaire qui est disponible et destiné dans Cast3m. Quelques descriptions des paramètres utilisés sont :

- LTR1 : limite en traction dans la première direction (par défaut $YOUN * 1.2 E-4$).
- ETR1 : déformation à rupture en traction dans la première direction (par défaut $3. * LTR1 / YOUN$).
- LTR2 : limite en traction dans la seconde direction (par défaut LTR1).
- ETR2 : déformation à rupture en traction dans la seconde direction (par défaut $3. * LTR2 / YOUN$).
- BETR : coefficient de réduction du module de cisaillement en cas de fissuration (compris entre 0 et 1, par défaut 0.1).
- VF1X, VF1Y : deux composantes du vecteur VF1 définissant la direction associée à LTR1 (par défaut 1 et 0 respectivement).
- LCS : limite en compression simple (par défaut $YOUN * 1.2 E-3$).

ECS : déformation à rupture en compression simple (par défaut $10 \cdot \text{LCS/YOUN}$).

LBIC : limite en bi-compression.

Parce que nous allons comparer les résultats de numérique à expérimentale, alors les paramètres donnés doit être cohérent avec les résultats obtenus de la partie expérimentale. Ces descriptions utilisées sont obtenus de quelques formules selon CEB-FIB.

2.5.1. Caractéristiques du Modèle Béton CEA

Dans cette règle, mentionné, les détails techniques de test de résistance à la flexion avec 2 points de chargement.

Le choix du modèle est Mécanique Elastique Plastique Béton avec l'approchement d'elasto-plastique. Le comportement du modèle sont non-linéaire, contrainte plane, et déformation plane. Le critère de rupture est illustré dans la figure suivant.

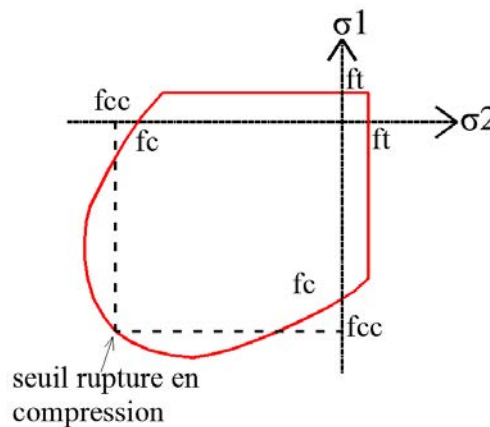


Figure 2.17 Critère de Rupture

Module d'Elasticité Initial

Normalement, nous avons ce paramètre à l'aide d'essai expérimentale, mais si ce n'était pas possible d'être agit, nous pouvons utiliser la formule en connaissant la valeur de résistance en compression f_c .

$$E = 11000\sqrt[3]{fc}$$

Coefficient de Poisson

Il est le ratio négatif de la souche de transverse à la souche d'axial, et la mesure d'effet de Poisson. L'effet de Poisson est la circonstance quand un matériau comprimé à une direction et il a la tendance à se développer dans les deux autres directions perpendiculaires ou parallèles à la direction d'écoulement de chargement. La valeur de ce coefficient entre 0.10 et 0.20.

Déformation à la Rupture en Compression

La déformation plastique au pic est définie par cette relation :

$$k_{pic} = \frac{4f'_c}{3E_0}$$

Et alors, la définition de la déformation plastique à la rupture en compression avec la caractéristique de longueur de l'élément, h :

$$k_{rupt} = 1.5 \frac{G_c}{h \times f'_c} - \frac{11}{48} k_{pic}$$

Mais il doit satisfaire les conditions suivant,

$$k_{rupt} \geq 1.75 k_{pic}$$

$$h = \alpha_h (A_e)^{1/2}$$

A_e est l'aire d'élément qui est basé sur la grandeur de maillage. Tandis que la valeur α_h est un dfacteur de modification obtenu de connaitre le type d'élément. Il est égal 1 pour des éléments quadratiques et égal $\sqrt{2}$ pour des éléments linéaires.

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad \text{sifc} \leq 80 \text{ MPa}$$

$$G_f = 4.3 G_{f0} \quad \text{sifc} \geq 80 \text{ MPa}$$

Table 2.2 Energie de Rupture en Fonction de l'Aggregate

D_{\max} (mm)	G_{f0} (Nmm/mm ²)
8	0.025
16	0.030
32	0.058

Pour obtenir la valeur de G_{f0} nous devons avoir la définition de grandeur de gravier utilisé qui est le plus gros dans la coule de l'éprouvette d'essai. Sinon, selon CEB-FIB 2010 : dans l'absence des données expérimentaux pour le béton normal, elle est peut être estimée par :

$$G_f = 73 f_c'^{0.18}$$

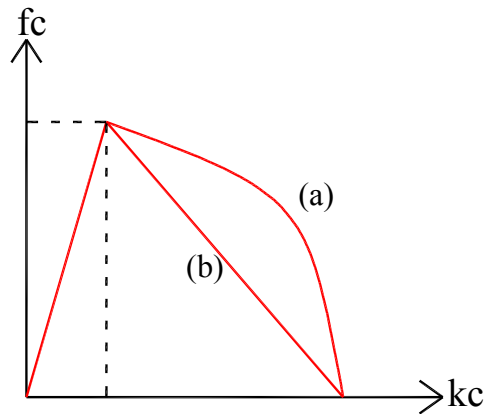


Figure 2.18 Béton en Compression

Déformation à la Rupture en Traction

Pour définir la déformation à la rupture en traction uniaxiale, nous pouvons utiliser cette formule. Nous retiendrons la valeur de $k = 2$ pour une courbe linéaire, et $k = 1$ pour la courbe exponentielle.

$$\varepsilon_{tm} = k \frac{2G_f}{f_t h}$$

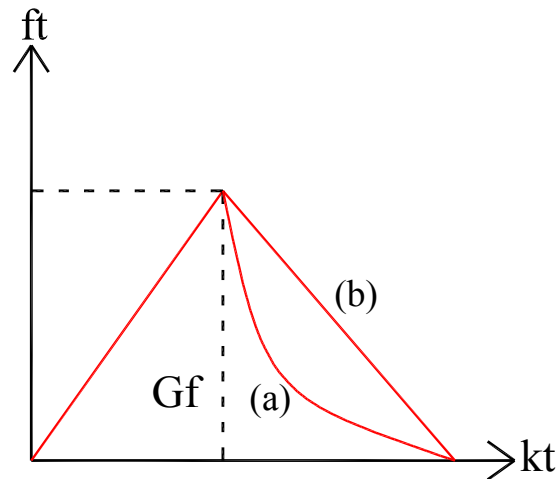


Figure 2.19 Béton en Traction

Facteur de transfert de cisaillement

Ce facteur dépend à l'ouverture de fissure et la détermination de son évolution au cours de chargement. Il représente le comportement cisaillement d'élément en béton, comprise entre 0.2 et 0.4.

2.6. Modèle du Béton MAZARS

Ce type modélise le béton dedans la circonstance qui déterminé par CEA (Commissariat à l'Energie Nucléaire Atomique et aux Energies Alternatives), particulièrement dans le modèle comportement mécanique non linéaire qui est disponible et destiné dans Cast3m. Quelques descriptions des paramètres utilisés sont :

Le modèle de MAZARS développe le cadre de la mécanique de l'endommagement pour modéliser le comportement du béton. A ce modèle, l'endommagement a été donné par la variable d'endommagement D , $D = 0$ pour matériaux non-endommagé, et $D = 1$ pour matériaux qui est complètement endommagé. Suivant l'équivalent de contraint.

$$\sigma = (1 - D)E\varepsilon^e$$

C'est un équivalent de contraint liant avec le variable d'endommagement, le matrice d'Hooke, et la déformation d'élastique. La

déformation d'élastique est un équivalent qui est affecté par la dilatation thermique, le retrait de dessiccation ou d'endogène. L'évolution d'endommagement est démarré par la déformation équivalente ε_{eq} qui traduire l'état triaxial à l'état uni axial par un équivalent comme suivant :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2}$$

Le symbole $\langle \rangle_+$ est défini comme :

$$\begin{aligned} \langle \varepsilon_i \rangle_+ &= \varepsilon_i & \text{si } \varepsilon_i \geq 0 \\ \langle \varepsilon_i \rangle_+ &= 0 & \text{si } \varepsilon_i < 0 \end{aligned}$$

Ce que nous avons connu, la déformation indique l'état de traction qui pilote l'endommagement d'élément, ainsi ε_{eq} pourrait définir la surface de charge f :

$$f = \varepsilon_{eq} - K(D) = 0$$

Pour l'état de seuil mentionné, la valeur $\varepsilon_{eq} = K(D)$, et si $D = 0$, donc $K(D) = \varepsilon_{do}$, ce qui la valeur seuil d'endommagement. En outre, le calcul de comportement dissymétrique du béton, l'endommagement est représenté comme la combinaison linéaire entre l'endommagement de traction D_t et l'endommagement en compression. Le lien entre les deux est valable dans l'équivalent suivant :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + \alpha_c^\beta D_c$$

β est la coefficient pour augmenter le comportement de cisaillement, qui est fixée à la valeur 1.06. Considérant que les coefficients α_t et α_c facilitent la relation entre l'endommagement en état de traction ou compression. Quand l'état de traction est actif, $\alpha_t = 1$, et $\alpha_c = 0$ si non et inversement en compression.

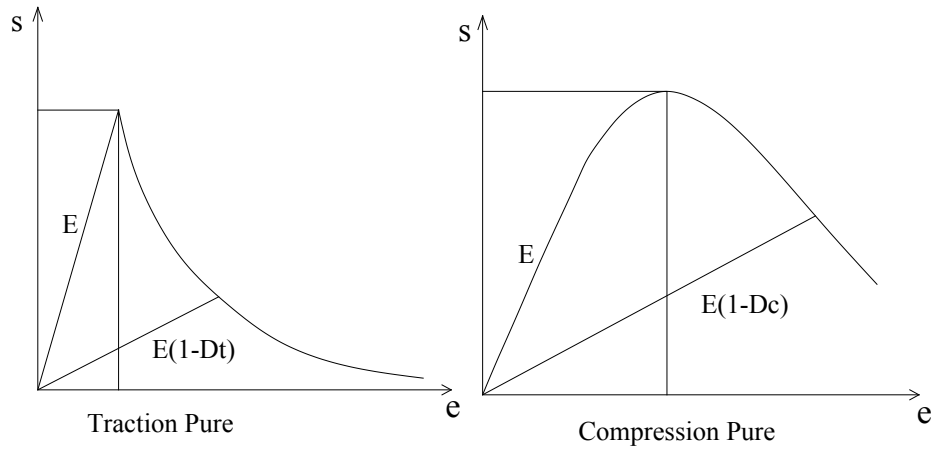
En raison cette modèle n'ai pas besoin de calcul d'algorithme linéaire, et pourrait être calculé directement, donc la loi d'évolution

d'endommagement D_t et D_c sont considérés par les équivalents avec la déformation d'équivalent ε_{eq} :

$$D_t = 1 - \frac{(1 - A_t)\varepsilon_{do}}{\varepsilon_{eq}} - A_t \exp(-B_t(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{do}))$$

$$D_c = 1 - \frac{(1 - A_c)\varepsilon_{do}}{\varepsilon_{eq}} - A_c \exp(-B_c(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{do}))$$

Où les valeurs A_c , A_t , B_c , dan B_t sont les paramètres de matériau à identifier, pouvant être obtenu par l'essai d'expérimental de traction et de compression pour ce matériau. Les paramètres permettent de moduler la forme du courbe post-pic.



**Figure 2.20 Comportement en traction et en compression du béton
(Mazars, 1984)**

CHAPITRE III

METHODOLOGIE

3.1. Introduction

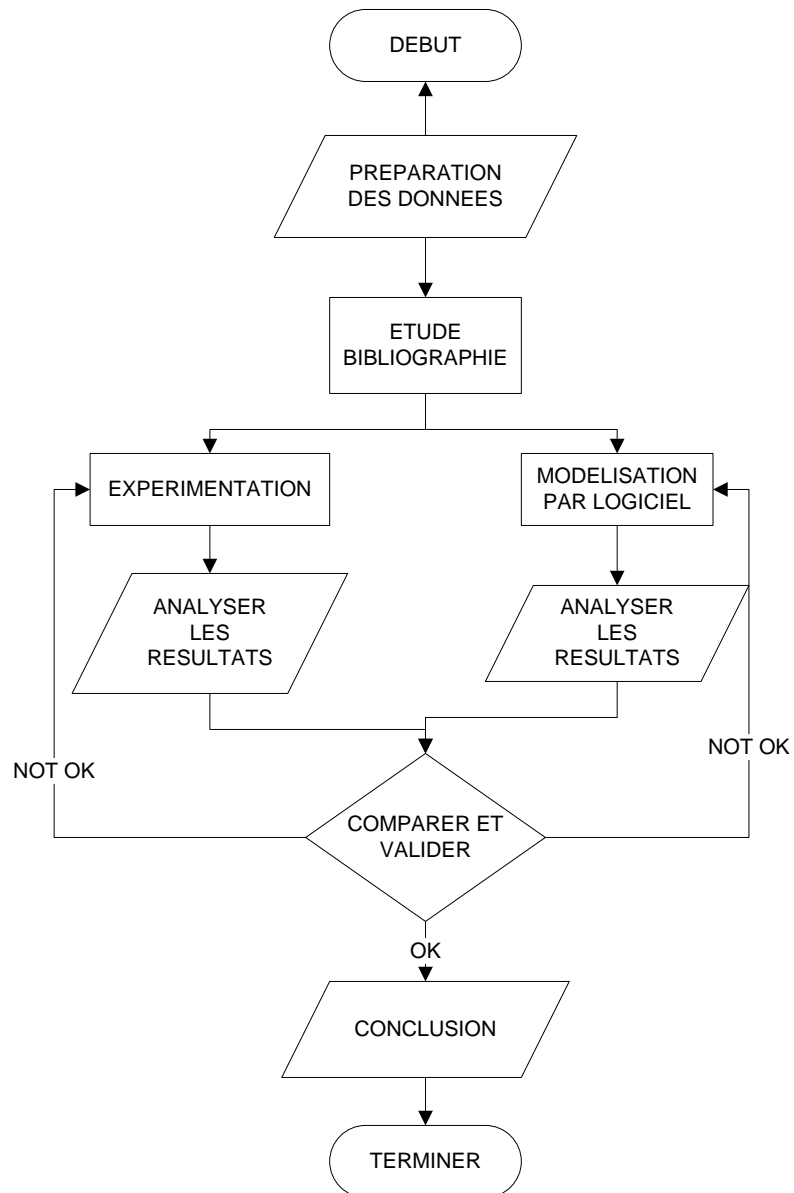


Figure 3.1 Méthodologie

3.2. Partie Expérimentale (Poutre KENTREC)

3.2.1. Principe d'essai de flexion des dalles 250x100x1000 cm³

Les éprouvettes chargées dans l'essai ont géométries et paramètres comme suivant. La dimension est 250 x 100 x 1000 mm³, avec l'acier d'armature double nappe en haute et basse. La distance entre l'acier est 100mm.

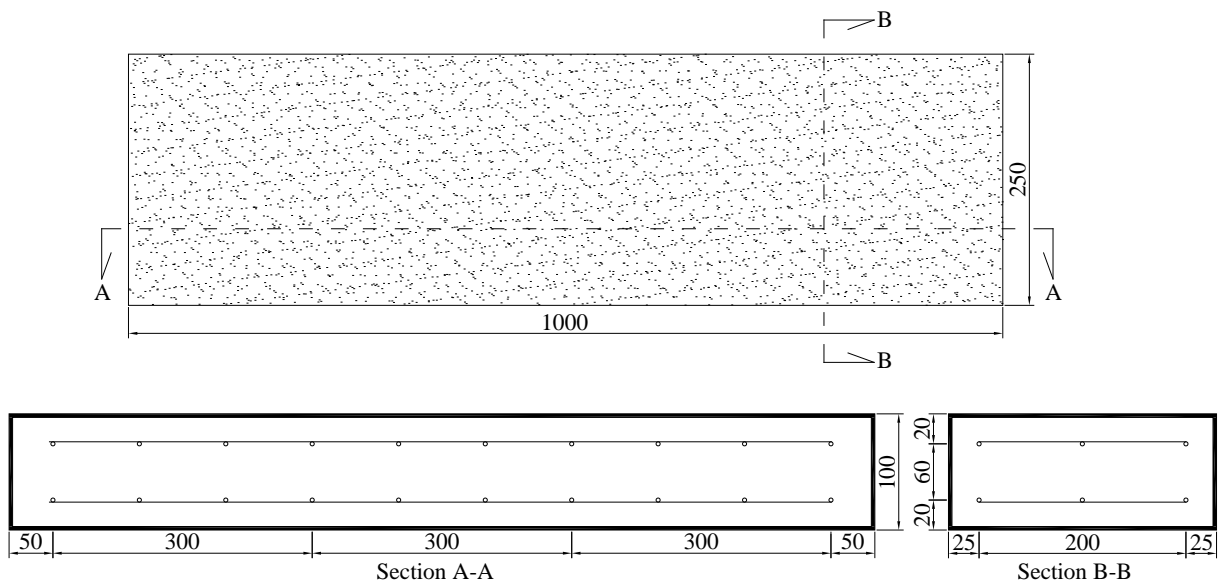


Figure 3.2 L'éprouvette de la poutre sans l'entaille (poutre 1)

Pour l'éprouvette avec l'entaille, la géométrie est pareille. La dimension de l'entaille est 10 x 3.5 mm². Ce que représente au-dessous.

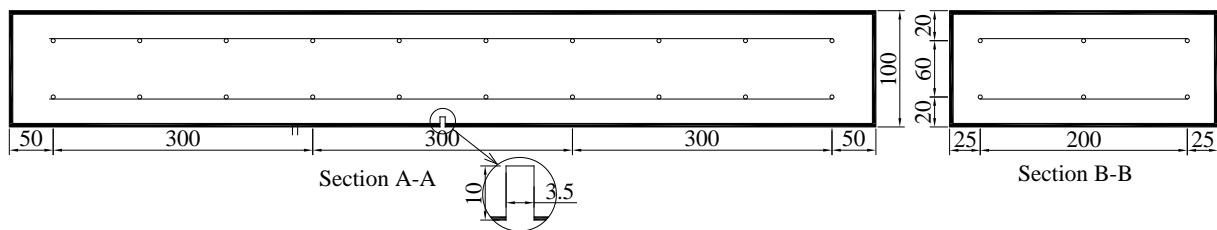


Figure 3.3 L'éprouvette de la poutre avec l'entaille (poutre 2)

Poutre 1 et poutre 2 a coulé dans le même temps, donc elles vont être comparé. La même chose est faite pour les poutres 3 et 4. Au-dessous est la géométrie de la poutre renforcée par la fibre (Poutre TRC) et la poutre sans renforcement (Poutre 4).

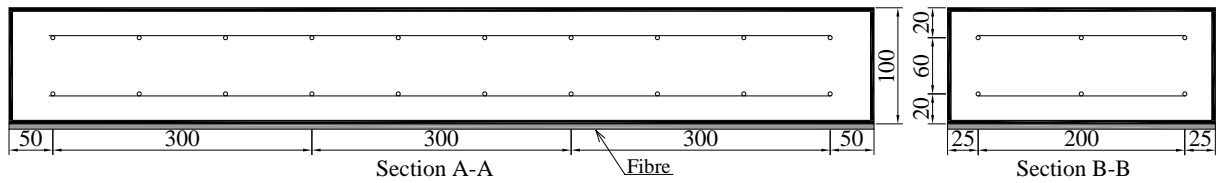


Figure 3.4 L'éprouvette de la poutre renforcée par la fibre (poutre 3)

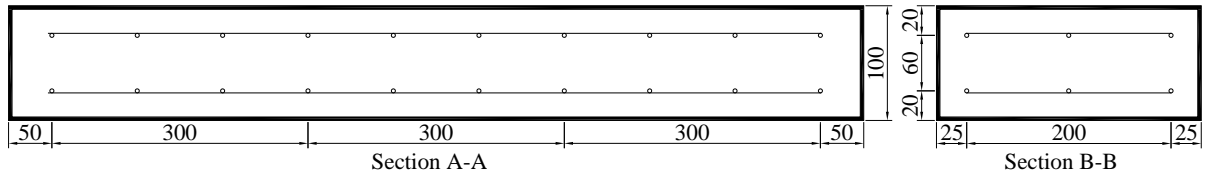


Figure 3.5 L'éprouvette de la poutre sans renforcement (poutre 4)

Dans l'essai expérimental, la poutre chargée à 2 points avec la même quantité de charge, la distance entre les deux points est de 300 mm. L'imposition de force fait avec une vitesse très lente (quasi-statique) réglée manuellement par un système hydraulique. 2 Jauges déformation pour béton de type HBM 50/120 LY21 avec 50mm de longueur placé sur la surface de comprimé et tendu maximum, 2 Jauges déformation de l'acier est placé dans l'acier comprimé et tendu au milieu de la portée, 3 capteur de flèche LVDT (LVDT1 avec une course de 100 mm, LVDT2 avec une course de 50 mm, et LVDT3 avec une course de 20mm). L'image est la suivante.

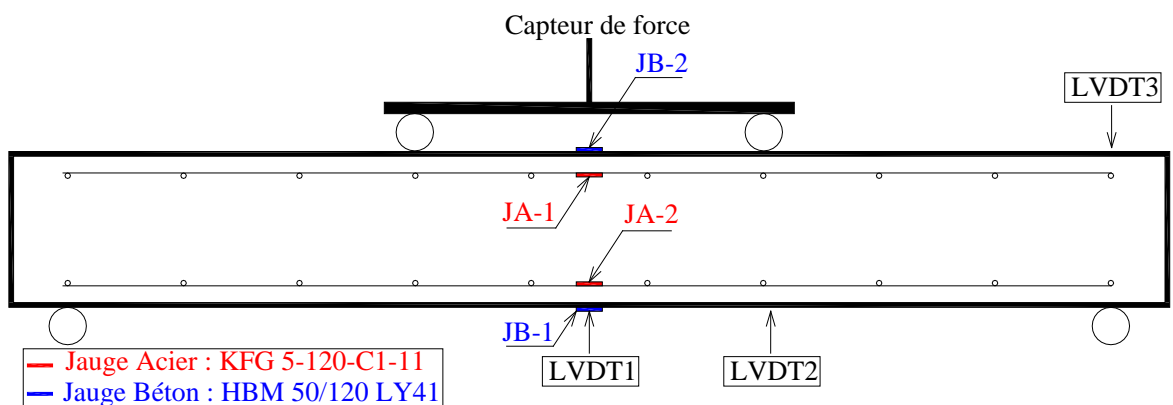


Figure 3.6 Model de l'essai expérimental de la poutre sans l'entaille (poutre 1)

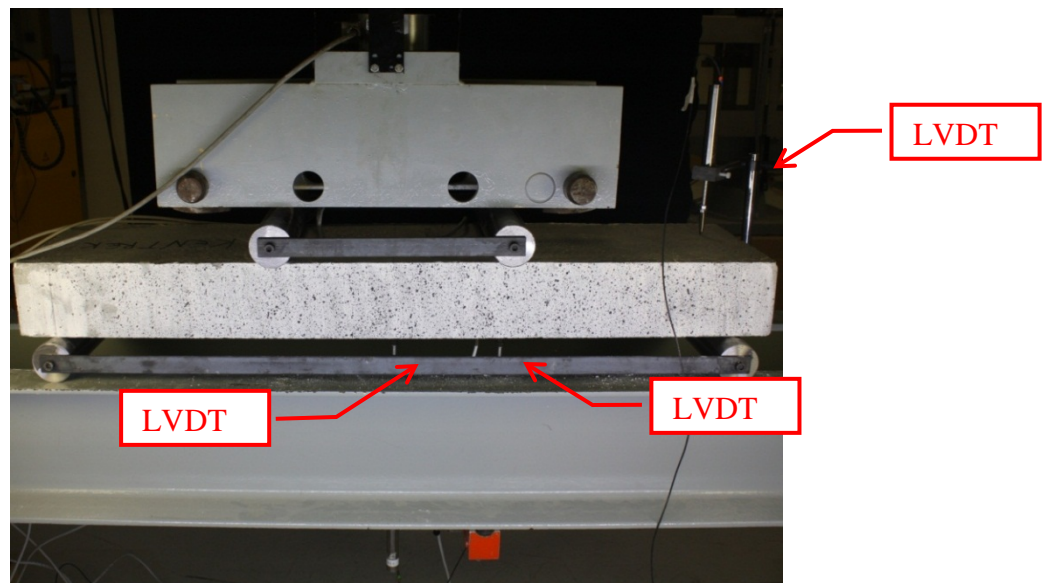


Figure 3.7 L'essai de la poutre sans l'entaille en partie expérimentale (poutre 1)

La poutre suivante est pareille par rapport à l'avant, mais elle a une entaille dans le milieu et aussi un enregistreur de déformation du béton est ajouté à côté de l'entaille. En outre couplé avec 2 capteurs déplacement à l'entaille (LVDT4 et LVDT5 avec une course de 5 mm). La figure est suivante.

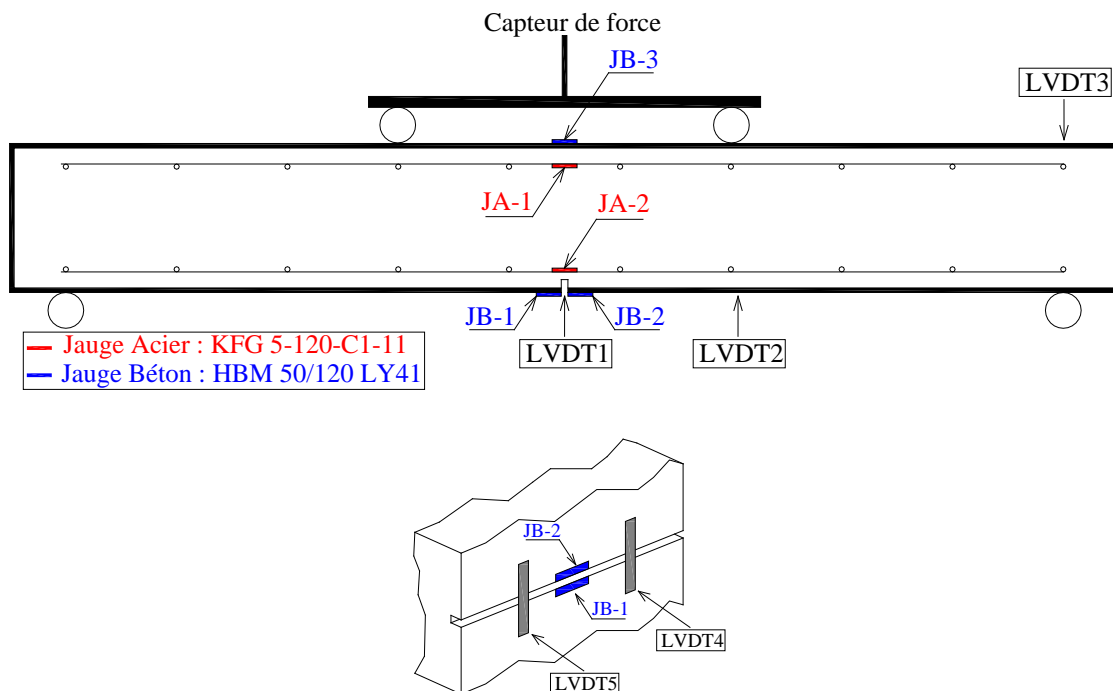


Figure 3.8 Model de l'essai expérimental de la poutre avec l'entaille (poutre 2)

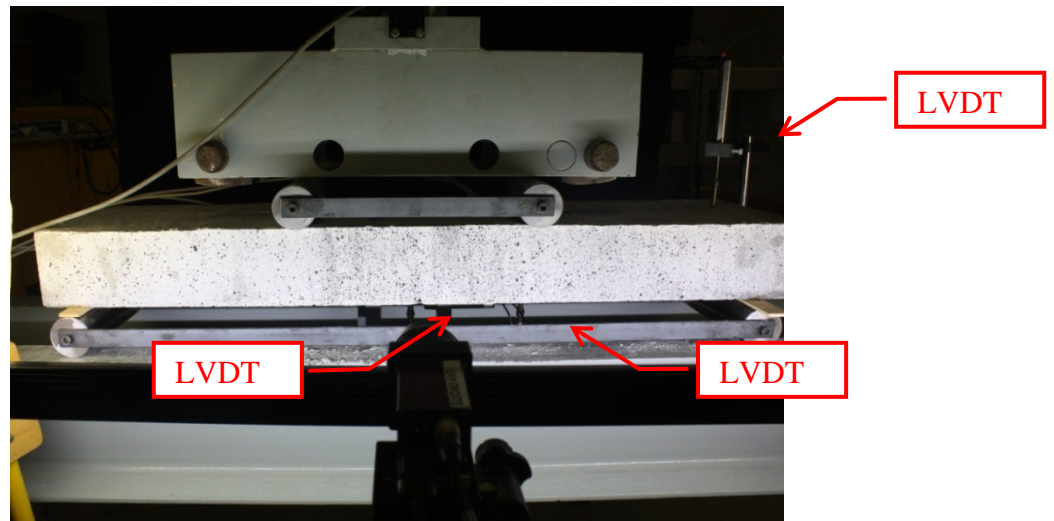


Figure 3.9 L'essai de la poutre avec l'entaille en partie expérimentale (poutre 2)

Pour la poutre 3^e, renforcé par la fibre, le principe d'essai est pareil avec la première poutre. Donc, il est présenté par la figure suivante.

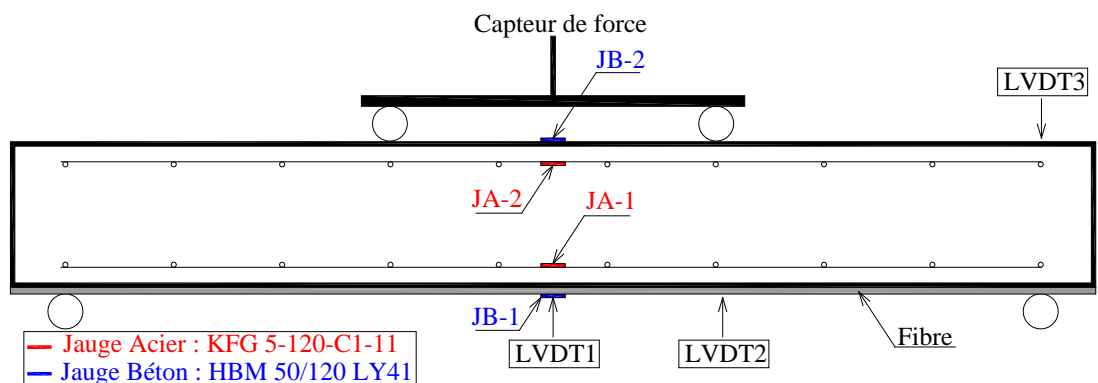


Figure 3.10 Model de l'essai expérimental de la poutre renforcée par la fibre (poutre 3)

La poutre 4^e, parce que la géométrie est pareil avec la poutre 1^e, le principe d'essai peut utiliser ce qui être fait pour poutre 1.

Les mesures effectuées par l'acquisition de Cronos boîte central d'IMC avec une fréquence d'échantillonnage de 2 Hz. Procédé de corrélation d'images (MCI) 2D a été utilisé pour observer la déformation de la plaque au cours de l'essai. Zone de corrélation est d'environ une demi-poutre par rapport poutre sans encoche et le centre de la plaque avec une

encoche. Le système a été synchronisé avec l'acquisition de MCI Center en utilisant le système Frontdaq.

3.3. Partie Numérique

Objet de modélisation numérique est pour valider les résultats obtenus de partie expérimentale,

3.3.1. Géométrie et Condition aux Limites

La modélisation numérique sur CAST3M est la suivante. Lorsque le béton est modélisé comme les éléments quadratiques 4 points, et l'armature modélisée comme un élément barre, les comportements pour ces deux matériaux sont Mécanique Elastique Plastique. En connaissance que le comportement de la poutre est symétrique, donc il est modélisé la moitié.

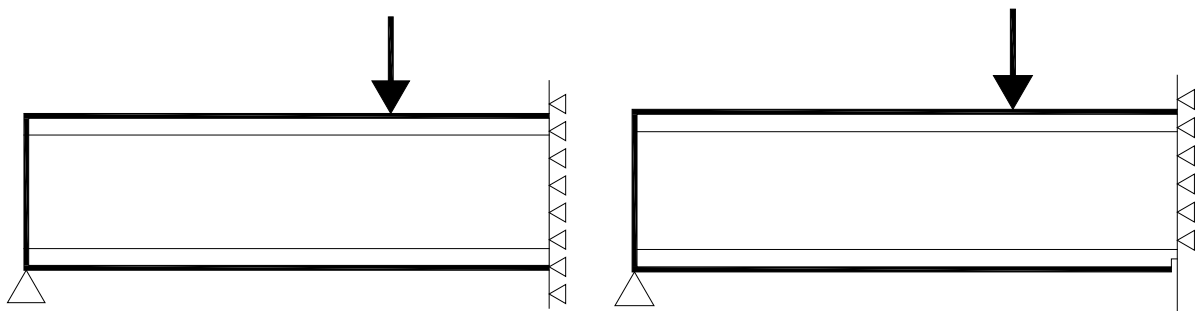


Figure 3.11 Modélisation des poutres utilisées en CAST3M

3.3.1.1. Poutre Sans l'Entaille

La modélisation numérique sur CAST3M est la suivante. Lorsque le béton est modélisé comme les éléments quadratiques 4 points, et l'armature modélisée comme un élément barre, les comportements pour ces deux matériaux sont Mécanique Elastique Plastique. En connaissance que le comportement de la poutre est symétrique, donc il est modélisé la moitié.

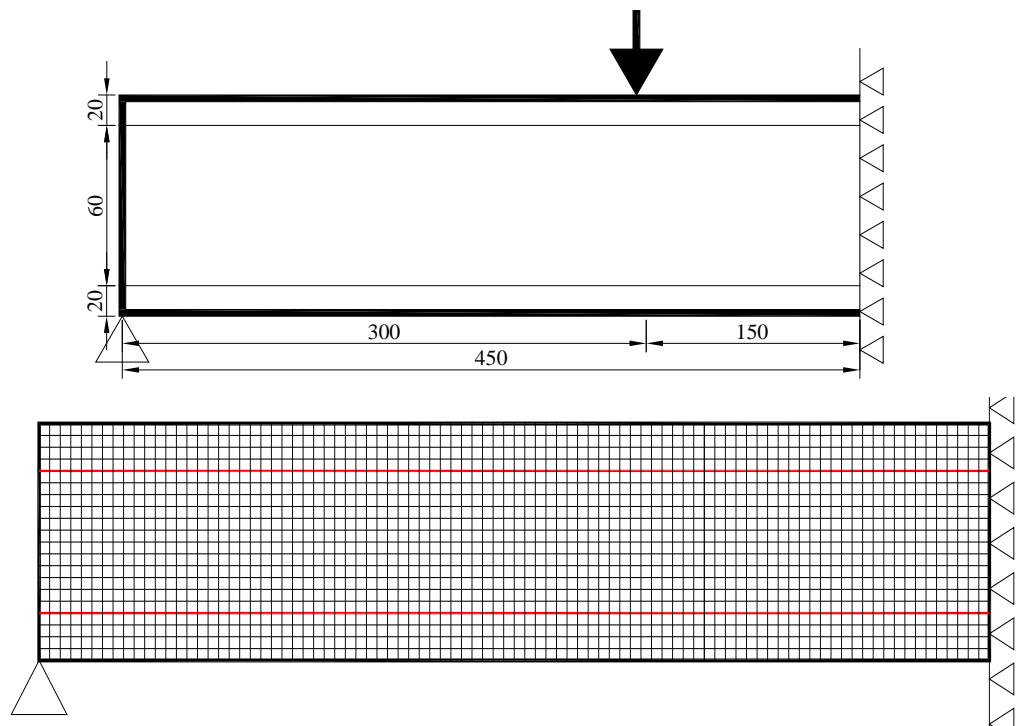


Figure 3.12 Géométrie et maillage de la poutre sans l'entaille (poutre 1)

L'acier d'armature longitudinale installé est traduit en lignes, de façon à représenter l'état de béton armé en deux dimensions. Ils sont placés à la zone comprimée et à la zone tendue avec la distance 20 mm de ses fibres extérieures. Alors, le renforcement à la zone d'appui, est fait pour uniformiser les contraintes qui se produisent dans les régions extrêmes (zone d'appui). Maillage de 5 mm sur toute de surface pour obtenir des résultats plus détaillés, 5 mm x 5 mm pour la surface du béton et 5 mm pour le barre d'acier.

En connaissant que la poutre est modélisée juste un demi, donc l'appuie est ajusté avec cette condition. A un côté, il est simple appuyé sur la direction Y, mais d'autre coté, il est appuyé seulement sur la direction X. Donc, le modèle pourrait se comporter exactement comme l'essai expérimentale qui fléchi dans la zone milieu.

Ces qui peut émerger de ce modélisation, par exemple, la courbe force-flèche, la courbe de comportement de l'acier et le béton après le chargement, les diagrammes iso valeur de contrainte sur les 3 directions et à la fois la déformation aussi, et l'effort interne d'armature. Mais le résultat

pu être comparé avec le résultat d'essai sont la courbe force-flèche et les diagrammes iso valeur.

3.3.1.2. *Poutre Avec l'Entaille*

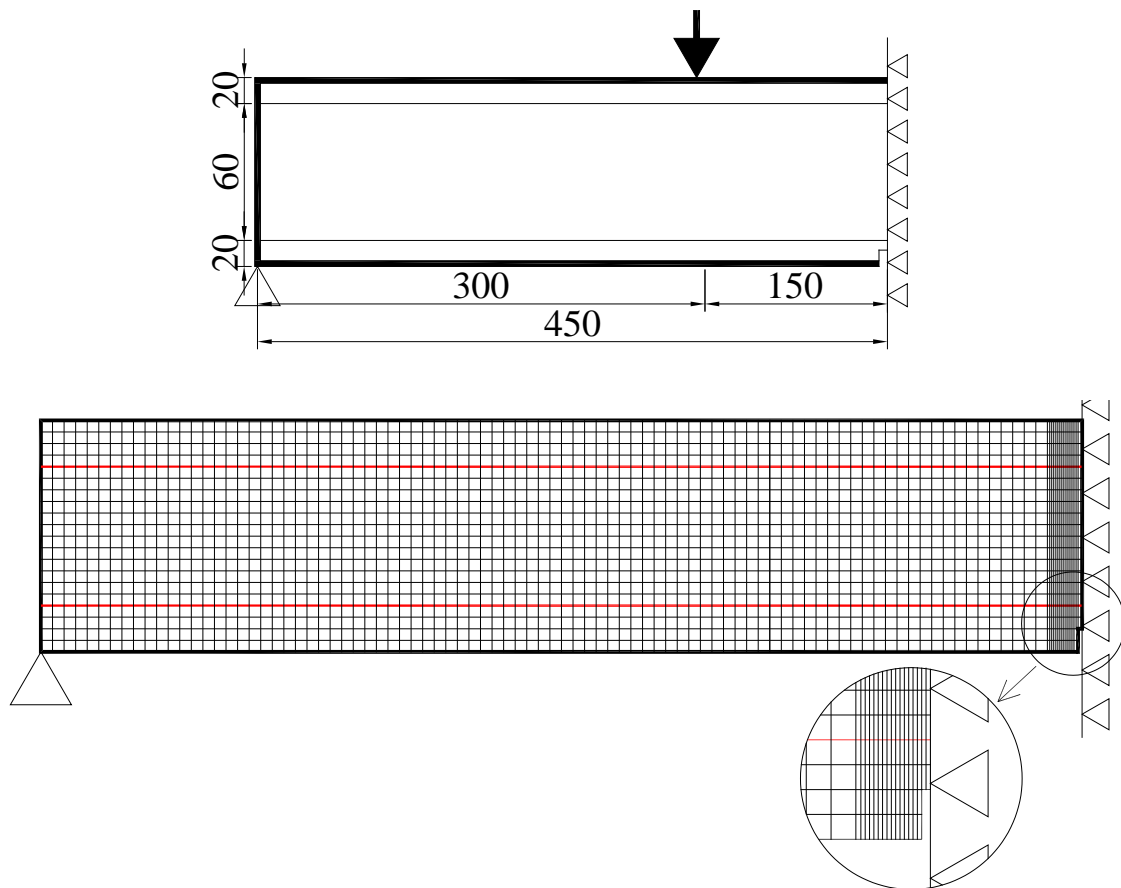


Figure 3.13 Géométrie et maillage de la poutre avec l'entaille (poutre 2)

L'acier d'armature longitudinale installé est traduit en lignes, de façon à représenter l'état de béton armé en deux dimensions. Ils sont placés à la zone comprimée et à la zone tendue avec la distance 20 mm de ses fibres extérieures. Alors, le renforcement à la zone d'appui, est fait pour uniformiser les contraintes qui se produisent dans les régions extrêmes (zone d'appui). Maillage de 5 mm sur plusieurs de surface pour obtenir des résultats plus détaillés, (5 x 5) mm² et (0.75 x 5) mm² et 5 mm pour la barre d'acier.

En connaissant que la poutre est modélisée juste un demi, donc l'appuie est ajusté avec cette condition. A un côté, il est simple appuyé sur la direction X et Y, mais d'autre coté, il est appuyé seulement sur la direction Y. Donc, le modèle pourrait se comporter exactement comme l'essai expérimentale qui fléchi dans la zone milieu.

Ces qui peut émerger de ce modélisation, par exemple, la courbe force-flèche, la courbe de comportement de l'acier et le béton après le chargement, les diagrammes iso valeur de contrainte sur les 3 directions et à la fois la déformation aussi, et l'effort interne d'armature. Mais le résultat pu être comparé avec le résultat d'essai sont la courbe force-flèche et les diagrammes iso valeur.

Ces qui peut émerger de ce modélisation, par exemple, la courbe force-flèche, la courbe de comportement de l'acier et le béton après le chargement, les diagrammes iso valeur de contrainte sur les 3 directions et à la fois la déformation aussi, et l'effort interne d'armature. Mais le résultat pu être comparé avec le résultat d'essai sont la courbe force-flèche et les diagrammes iso valeur.

3.3.2. Modèle des Matériaux

La poutre est modélisée avec chacun caractéristique dépendre à sa résultat de la partie expérimentale, mais pour avoir la convergence, quelques paramètres sont changés par rapport aux résultats expérimentaux.

Table 3.1 Paramètres Données

Poutre	E béton (GPa)	fc' (MPa)	ft (MPa)	ECS1	ETR1	ECS2	ETR2	LBIC	BETR	NU	E acier (GPa)
1	21	51.64	2	0.0382	0.0268	-	-	59.9	0.1	0.16	190
2	15	51.64	1.5	0.0378	0.0357	0.994	0.0922	59.9	0.1	0.16	190

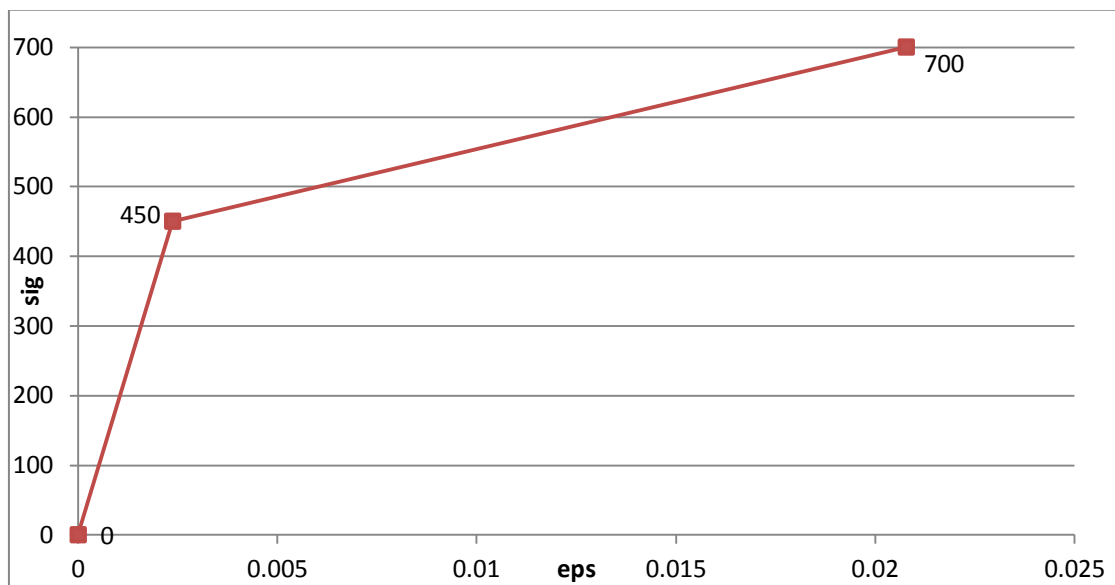


Figure 3.14 Caractéristique d'Acier Utilisé

3.4. Conclusion

Les travaux de comparaison et de validation ont besoin de la conclusion pour avoir le meilleur résultat dans le prochain travail.

CHAPITRE IV

DISCUSSION

4.1 Généralités

Nous analysons les travaux expérimental et la modélisation numérique par logiciel. Et après nous comparons les résultats

4.2 Partie Expérimentale (Poutre KENTREC)

4.2.1 Essais Caractéristiques du Béton

L'essai de matériau qui a été menée et rapportée dans l'étude précédente. Les essais des matériaux réalisés dans le laboratoire LGCIE INSA de Lyon. Des tests ont été effectués sur l'échantillon d'essai en flexion 4points $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$, test de fendage de cylindrique $11 \times 22 \text{ cm}^2$ et l'essai de compression de cylindrique $11 \times 22 \text{ cm}^2$.

L'essai en flexion 4points $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ est fait pour obtenir la valeur de la résistance en traction du béton avec la même composition du béton. Cet essai est fait après 30 jours de coulage des éprouvettes. Les éprouvettes sont 6 pièces en forme de poutre $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$.

En utilisant l'éprouvette cylindrique, nous pouvons obtenir 2 résultats, bien qu'ils ne se soient pas produits en un seul essai. Le premier est la valeur de la résistance en traction par le test de fendage qui utilise les éprouvettes en forme de cylindrique $11 \times 22 \text{ cm}^2$ autant que 3 pièces. Le deuxième est la valeur de la résistance en compression par l'essai de compression de cylindrique $11 \times 22 \text{ cm}^2$ autant que 3 pièces aussi. Mais le premier test est fait après 40 jours de coulage, tandis que le deuxième est fait 34 jours d' après coulage. D'après les résultats d'essai compression nous pouvons avoir la valeur de Module d'Young aussi.

Voici la synthèse des essais ont faits ce qui être exprimé à l'avant.

Table 4.1 Synthèse des Essais

Eprouvette	F_c (MPa)	F_t (MPa)	E (GPa)
1	63.38	4.99	36.7
2	54.20	4.70	-
3	60.38	3.72	-
Les valeurs utilisées	51.64	3.37	36.7

4.2.2 Poutre Sans l'Entaille

4.2.2.1 Force/flèche (poutre 1)

La figure suivante montre le comportement global obtenu de la partie expérimentale de la poutre sans l'entaille. Comme toujours, il est contient de quelques phases qui représentent sa comportement. La première est une phase linéaire qui permet l'éprouvette pour absorber l'énergie sans grand déformation. Cette phase est terminée par la limite d'élasticité. La 2ème est une phase de fissuration, lorsque l'échantillon commence à se fissurer, s'étirer, et a évolué pour être en mesure de résister à des charges plus lourdes. Le commencement de cette phase ne permet pas l'éprouvette pour revenir à la forme initiale, parce que chaque de sa matériau a déjà déformé. A la phase de plastification, l'éprouvette peut absorber beaucoup de l'énergie de chargement, qui est marqué par l'émergence de déformation. En ce moment, plusieurs des chargements sont résistés par l'acier, parce que ce matériau a une caractéristique de grande déformation. A la fin, la phase de rupture est le moment quand l'éprouvette a passé sa capacité maximum de résister de chargement. La force maximum obtenue est 54.9 kN.

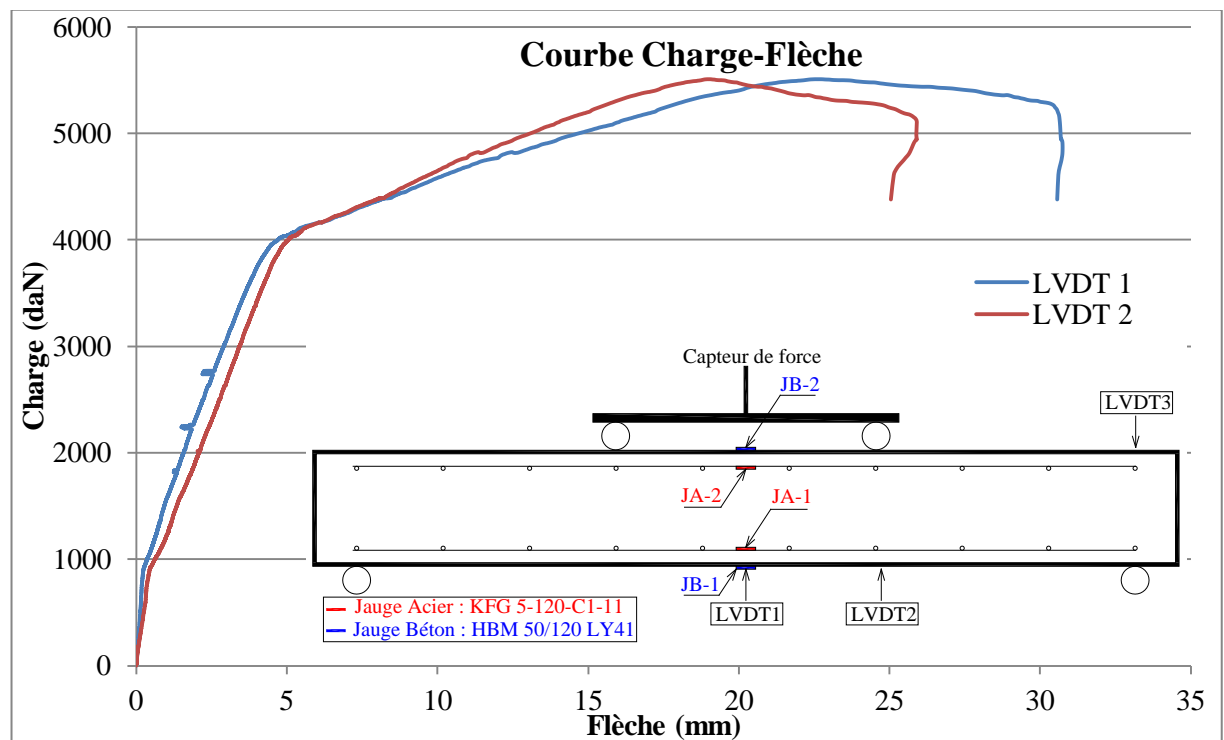


Figure 4.1 La courbe de force flèche de poutre sans l'entaille

De cette courbe, nous pouvons obtenir la valeur de Module d'Young et la rigidité convergence à l'essai de flexion.

$$\delta = \frac{23PL^3}{648EI} \quad (4.1)$$

$$K = \frac{648EI}{23L^3} \quad (4.2)$$

Connu, $\delta = 0.7$; $P = 10000$ N ; Dimension = 250 x 100 x 1000 ; Donc, la valeur de Module d'Young $E = 24$ GPa et rigidité $K = 14285$ N/mm.

4.2.2.2 Déformation de l'acier (poutre 1)

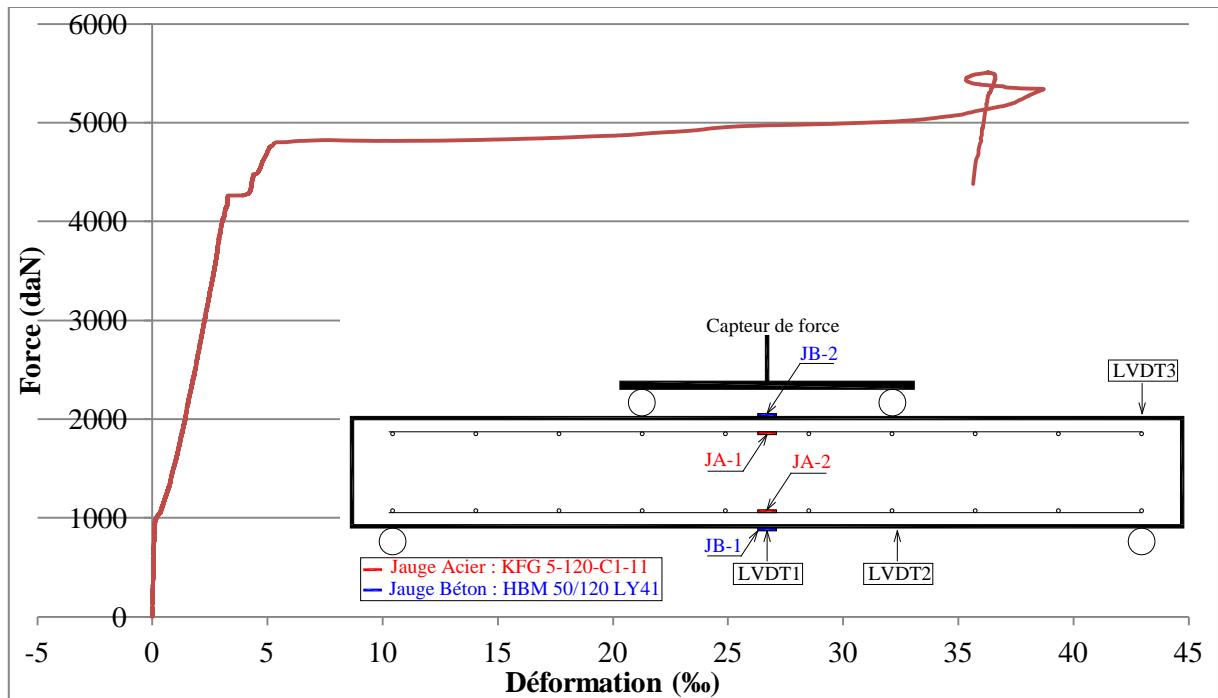


Figure 4.2 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 1)

4.2.2.3 Modes de rupture (poutre 1)

A la fin de l'essai, l'éprouvette a atteint la limite de sa capacité à résister de charge donnée, la flèche se produit aussi été extrême. Dans l'image ci-dessous, nous pouvons voir que le béton est cassé dans la zone comprime et s'est fissuré dans la zone tendu. Dans cette phase, qui se produit dans l'armature en acier est une extension de l'armature de traction en raison des effets indirects de l'essai de flexion.

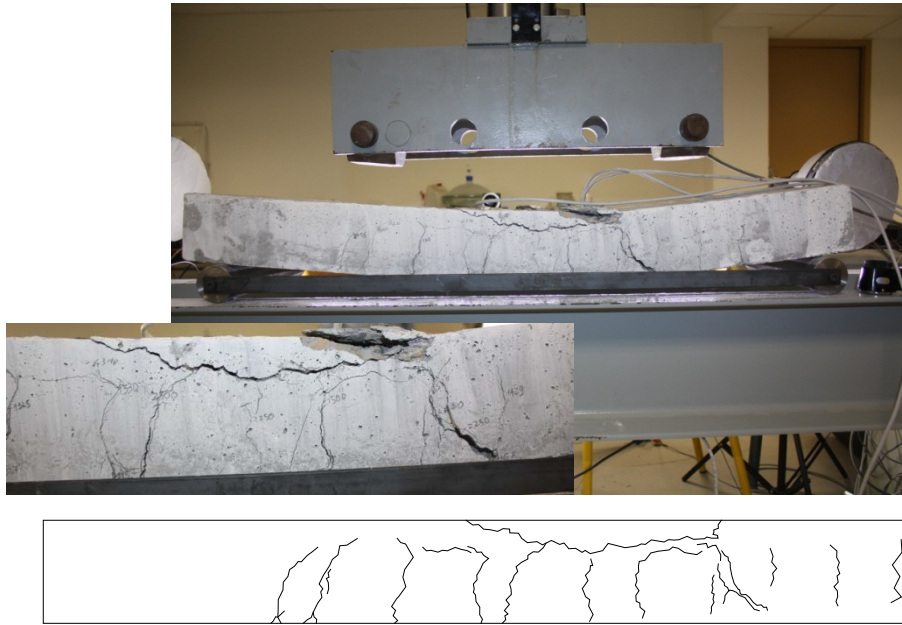


Figure 4.3 La phase de rupture de poutre 1

4.2.3 Poutre Avec l'Entaille

4.2.3.1 Force/flèche (poutre 2)

Nous pouvons voir sur la figure suivante, il montre le comportement global de la poutre avec l'entaille qui a obtenu de l'essai expérimentale. Comme auparavant, il est contient de 2 phases qui représentent sa comportement linéaire et parabolique. La première est une phase linéaire qui permet l'éprouvette d'absorber l'énergie mais peut revenir à la fore initiale. Cette phase est complétée jusqu'à la limite d'élasticité. La 2ème est une phase parabolique qui est consisté par 2 zones, une phase de fissuration et une phase de plastique ou phase de rupture. La phase parabolique ne permet pas l'éprouvette pour revenir à la forme initiale, parce que chaque de sa matériau a déjà déformé. A la phase de fissuration, l'éprouvette peut absorber l'énergie de chargement, qui est marqué par l'émergence de déformation. En ce moment, plusieurs des chargements sont résistés par l'acier, parce que ce matériau a une caractéristique de grande déformation. A la fin, la phase de plastique est le moment quand l'éprouvette a passé sa capacité maximum de résister de chargement. Dans ce phase, l'éprouvette expérience beaucoup de déformation avant elle est rupture. La force maximum obtenue est 54.8kN.

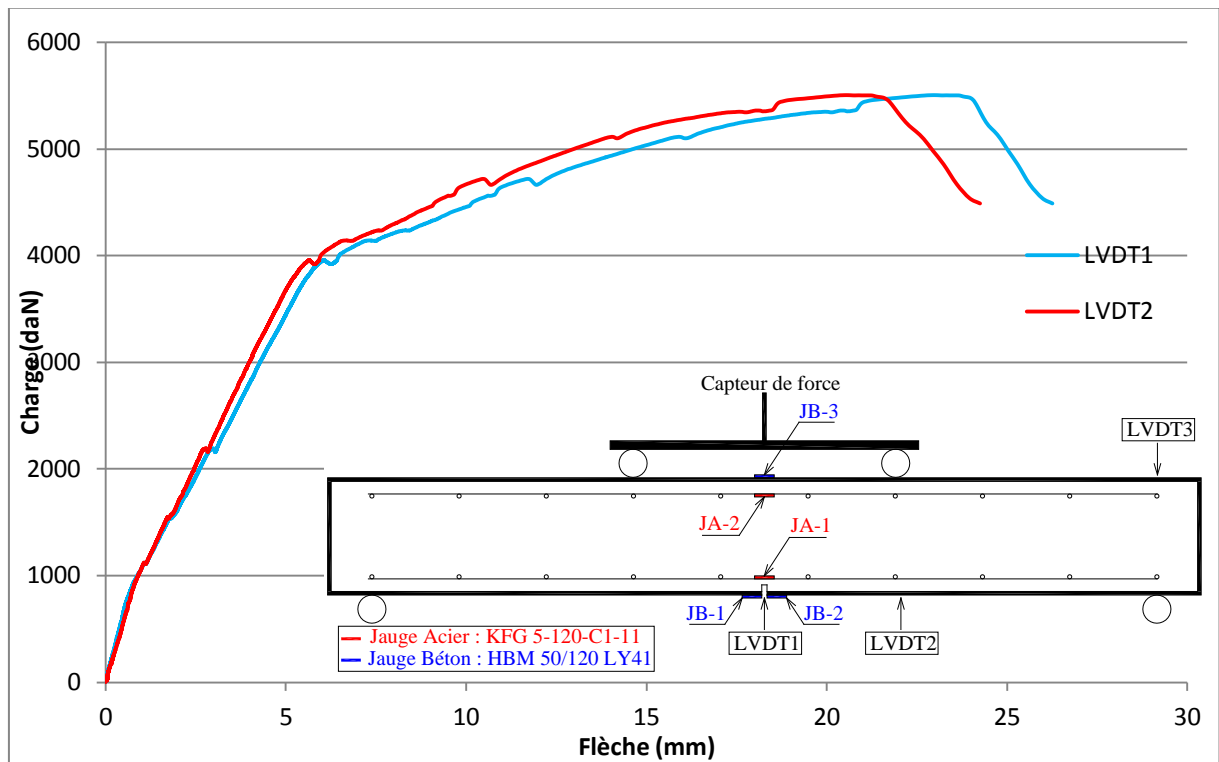


Figure 4.4 La courbe de force-flèche de poutre avec l'entaille

De cette courbe, nous pouvons obtenir la valeur de Module d'Young et la rigidité convergence à l'essai de flexion.

$$\delta = \frac{23PL^3}{648EI} \quad (4.3)$$

$$K = \frac{648EI}{23L^3} \quad (4.4)$$

Connu, $\delta = 0.8$; $P = 9000$ N ; Dimension = 250 x 100 x 1000 ; Donc, la valeur de Module d'Young $E = 19$ GPa et rigidité $K = 13749$ N/mm.

4.2.3.2 Déformation de l'acier (poutre 2)

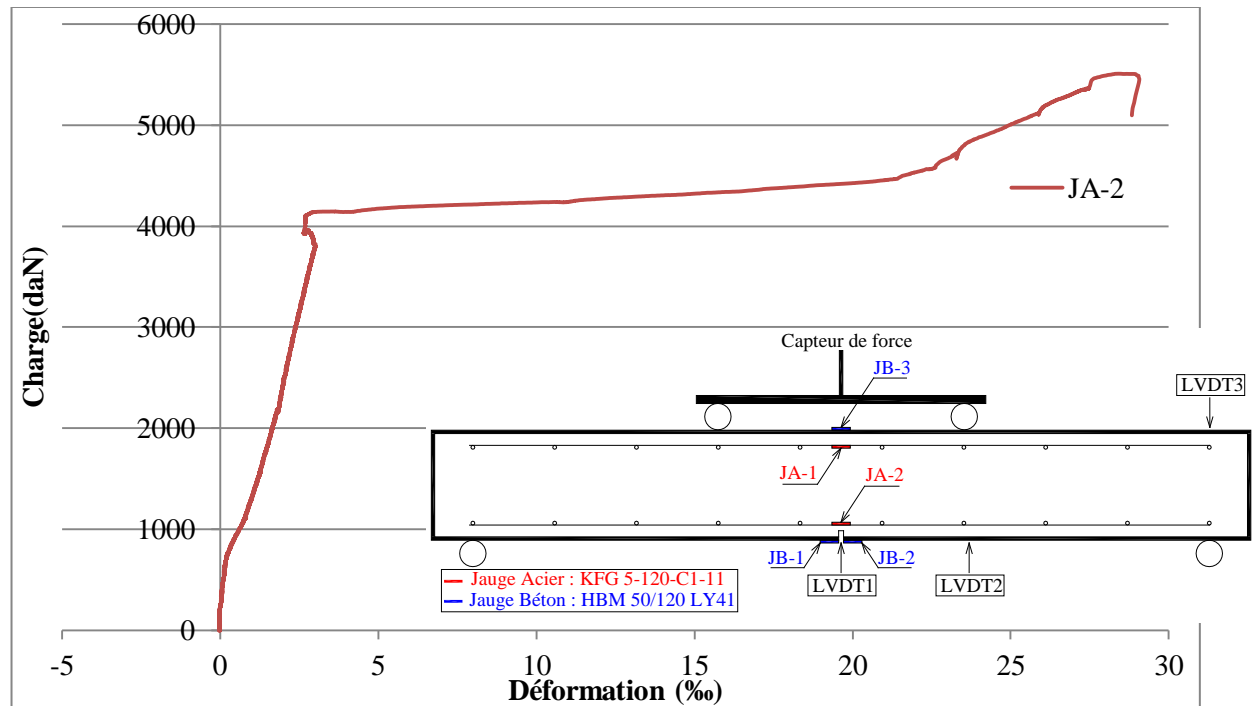


Figure 4.5 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 2 – expérimental)

Tandis qu'à l'acier d'armature, la même chose s'est produit. Chaque type de renforcement subi une type de contrainte basée sur son emplacement. En position supérieur, le renforcement résiste la charge de compression. Compte tenu de l'acier n'est pas un élément de compression, alors la capacité de déformation n'est pas grande (1.1%) par rapport à la valeur de déformation à l'armature inférieur (3%). La force latérale maximale atteinte est une valeur de résistance qui peut être subi par cette poutre globalement. De sorte qu'il est la capacité retenue par le béton et l'acier d'armature.

4.2.3.3 Modes de rupture (poutre 2)

L'effondrement de la poutre est cohérent avec le processus de ruine de béton comprimé et acier tendu. Particulièrement à la partie centrale qui propage de la zone inférieure à la supérieure.

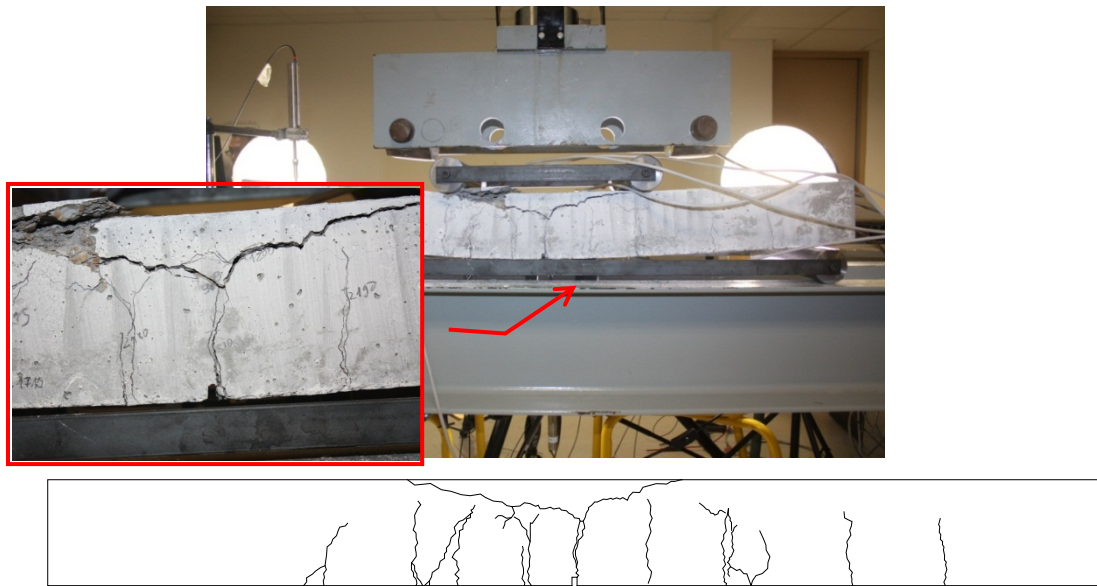


Figure 4.6 La phase de rupture (poutre 2)

Le schéma de fissure à la rupture émergé est l'effet d'incapacité du béton tendu, c'est la raison pour laquelle de son propagation de base à son axe neutre.

4.2.4 Poutre TRC

4.2.4.1 Force/flèche (poutre 3)

La figure suivant explique le comportement global de la poutre en béton armé avec l'addition de renforcement en bas par la fibre. Il a contient de phase de linéaire, en suite il est ajouté par phase de fissuration qui présente beaucoup d'amélioration des charges sur l'éprouvette, particulièrement à l'élément d'acier. A la fin, le comportement de l'éprouvette est changé à plastique. Ce moment s'indique le grand changement à la base de l'éprouvette en résistant des forces ouvré. La valeur de charge maximum est 64 kN avec la déformation atteint la valeur 16mm.

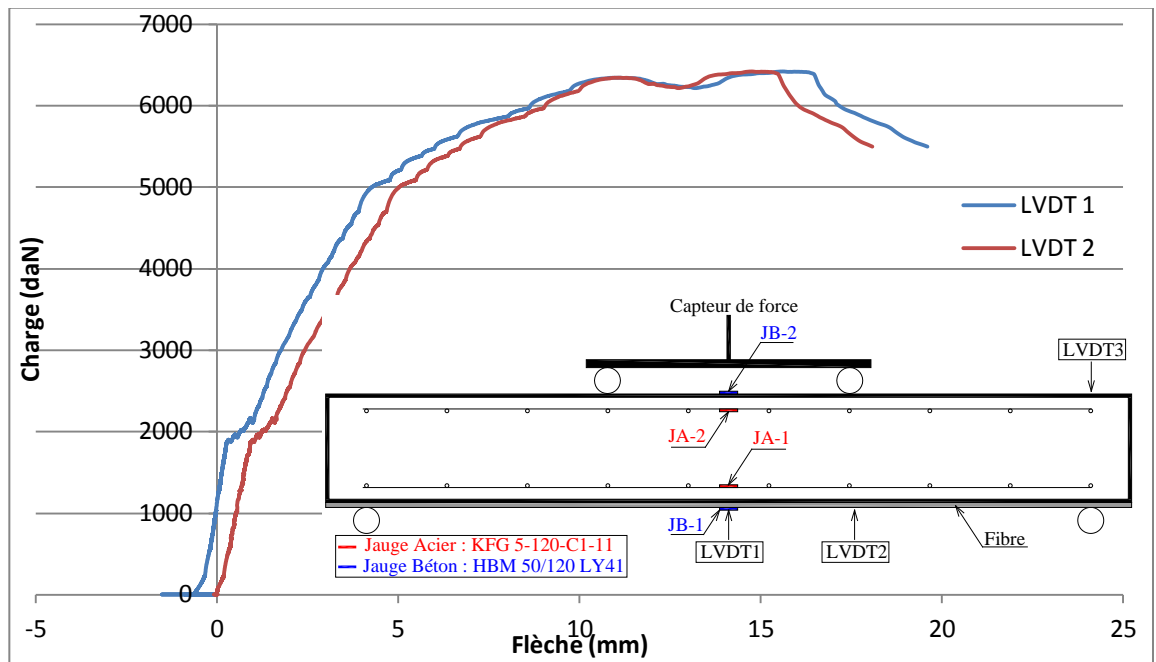


Figure 4.7 La courbe de force-flèche de poutre renforcée par la fibre

De cette courbe, nous pouvons obtenir la valeur de Module d'Young et la rigidité convergence à l'essai de flexion.

$$\delta = \frac{23PL^3}{648EI}$$

$$K = \frac{648EI}{23L^3}$$

Connu, $\delta = 0.8$; $P = 10000$ N ; Dimension = $250 \times 100 \times 1000$; Donc, la valeur de Module d'Young $E = 23$ GPa et rigidité $K = 13749$ N/mm.

4.2.4.2 Déformation du béton et l'acier (poutre 3)

Au-dessous les courbes enregistrées par les jauges de béton. A la zone de supérieure ou comprimé, les valeurs de déformation est plus de 0,4% avec une force latérale maximale qui est capable d'être résisté à peu près équivalente de 6400 daN. Par rapport à la zone d'inférieur ou tendu, déformation qui parait est grande aussi, compte tenu de béton lui-même qui est faible dans sa résistance de la traction, mais il a le renforcement par la fibre qui s'aider. Sa valeur de déformation maximale approche 0,5% avec une force latérale maximale qui est capable d'être résisté à 6400 daN.

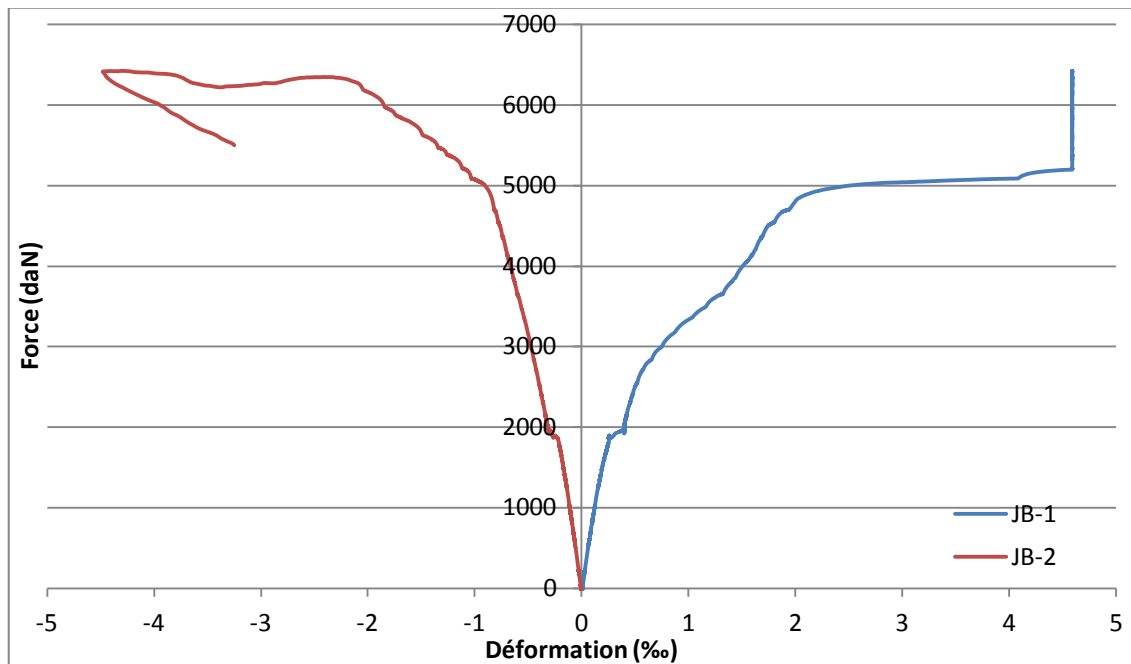


Figure 4.8 Déformation des jauges pour le béton (poutre 3 - expérimental)

Des autres jauges qui ont enregistré la déformation d'acier de la poutre notent que l'acier en bas a la plus grande déformation que l'acier en haut. Bien que la valeur de force émergée est pareille pour les deux aciers. La déformation pour l'acier en bas atteint 45 ‰ avant s'effondrer, tandis que la valeur pour l'acier en haut seulement 1.34 ‰. En fait, l'acier en haut n'expérimente pas beaucoup de déformation à cause de sa incapacité d'absorber l'énergie comprimé. En plus, ce matériau n'est pas rompu.

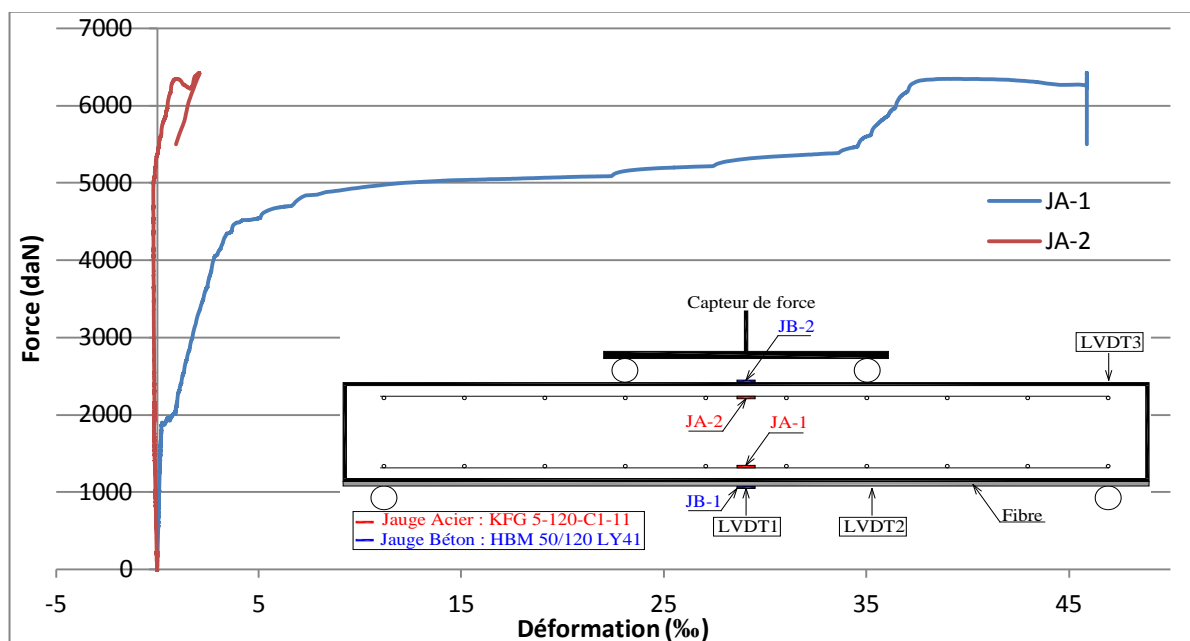
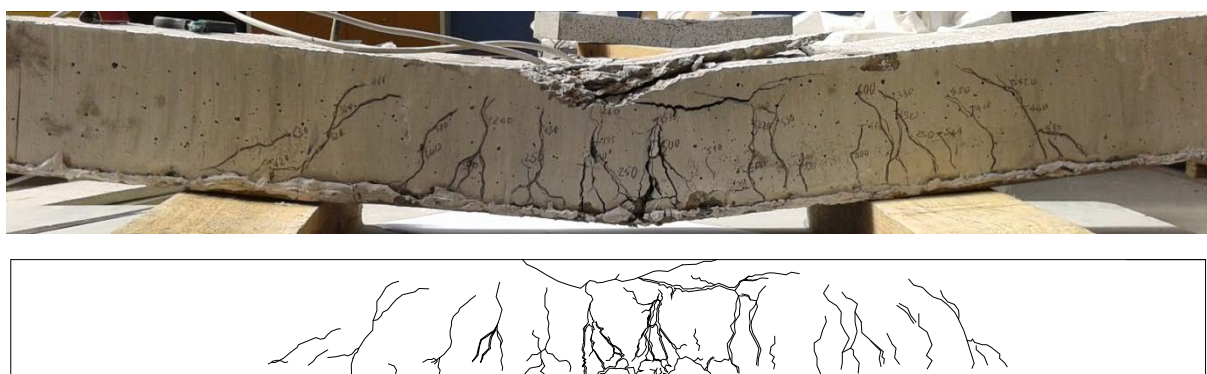


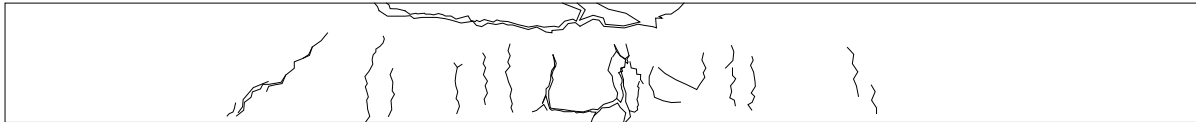
Figure 4.9 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 3 - expérimental)

4.2.4.3 Modes de rupture (poutre 3)

L'effondrement de la poutre est cohérent avec le processus de ruine de béton comprimé est acier tendu. Particulièrement à la partie centrale qui propage de la zone inférieure à la supérieure. Le schéma de fissure à la rupture émergé est l'effet d'incapacité du béton tendu, c'est la raison pour laquelle de son propagation de base à son axe neutre. Si nous regardions l'image suivant, le schéma de fissuration inclus dans la catégorie des fissures de flexion.



(a) Face amont



(b) Face aval

Figure 4.10 Modes de rupture (poutre 3)

4.2.5 Poutre Sans Renforcement

4.2.5.1 Force/flèche (poutre 4)

La figure suivante montre le comportement global obtenu de la partie expérimentale de la poutre sans l'entaille. Comme toujours, il est contient de quelques phases qui représentent sa comportement. La première est une phase linéaire qui permet l'éprouvette pour absorber l'énergie sans grand déformation. Cette phase est terminée par la limite d'élasticité. La 2ème est une phase de fissuration, lorsque l'échantillon commence à se fissurer, s'étirer, et a évolué pour être en mesure de résister à des charges plus lourdes. Le commencement de cette phase ne permet pas l'éprouvette pour revenir à la forme initiale, parce que chaque de sa matériau a déjà déformé. A la phase de plastification, l'éprouvette peut absorber beaucoup de l'énergie de chargement, qui est marqué par l'émergence de déformation. En ce moment, plusieurs des chargements sont résistés par l'acier, parce que ce matériau a une caractéristique de grande déformation. A la fin, la phase de rupture est le moment quand l'éprouvette a passé sa capacité maximum de résister de chargement. La force maximum obtenue est 54.9 kN.

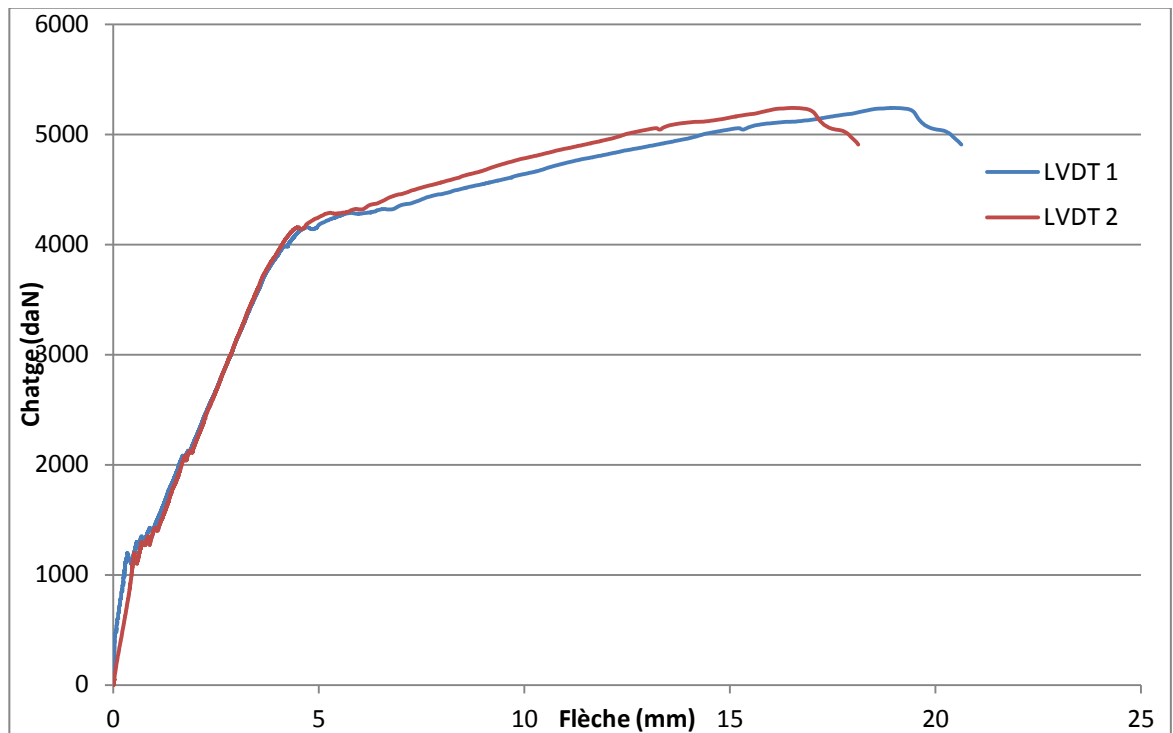


Figure 4.11 La courbe de force-flèche de poutre sans renforcement

De cette courbe, nous pouvons obtenir la valeur de Module d'Young et la rigidité convergence à l'essai de flexion.

$$\delta = \frac{23PL^3}{648EI} \quad (4.5)$$

$$K = \frac{648EI}{23L^3} \quad (4.6)$$

Connu, $\delta = 0.8$; $P = 10000$ N ; Dimension = $250 \times 100 \times 1000$; Donc, la valeur de Module d'Young $E = 23$ GPa et rigidité $K = 13749$ N/mm.

4.2.5.2 Déformation du béton et l'acier (poutre 4)

Au-dessus les courbes enregistrées par les jauges de béton. A la zone de supérieure ou comprimé, les valeurs de déformation presque-0,4% avec une force latérale maximale qui est capable d'être résisté à peu près équivalente de 5200 daN. Par rapport à la zone d'inférieur ou tendu, déformation qui parait est beaucoup plus petit. Sa valeur de déformation maximale approche 0,25% avec une force latérale maximale qui est capable d'être résisté à 5200 daN.

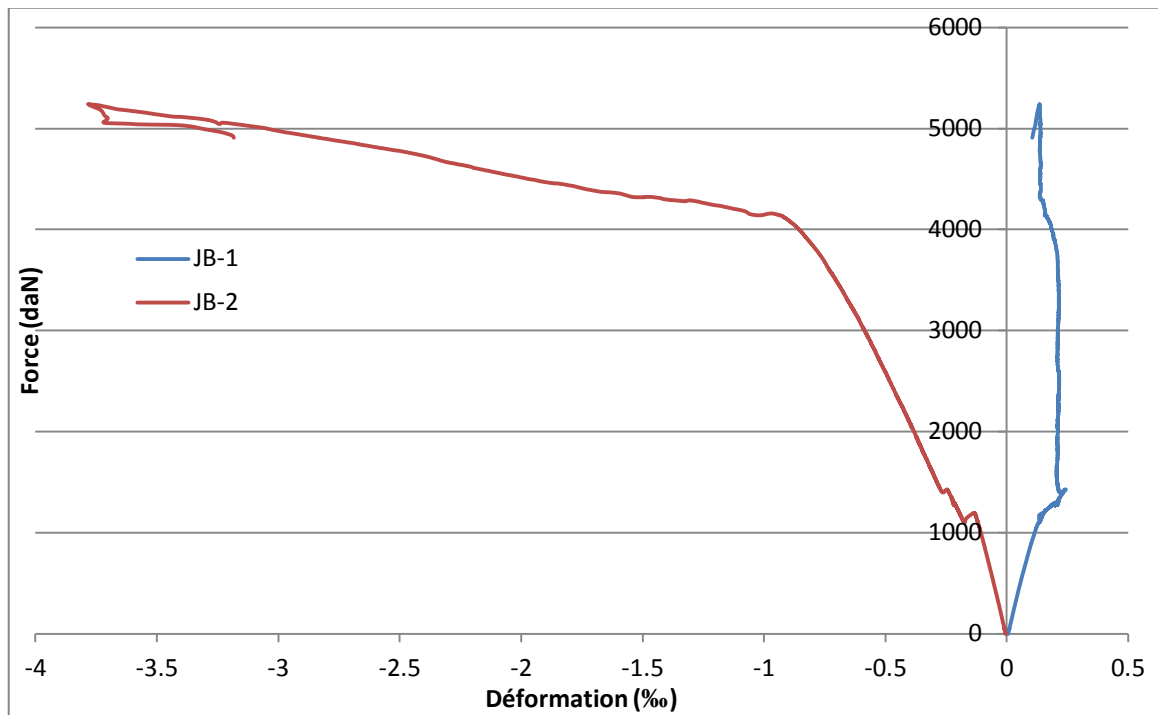


Figure 4.12 Déformation des jauges pour le béton (poutre 4 - expérimental)

Des autres jauges qui ont enregistré la déformation d'acier de la poutre notent que l'acier en bas a la plus grande déformation que l'acier en haut. Bien que la valeur de force émergée est pareille pour les deux aciers. La déformation pour l'acier en bas atteint 45 ‰ avant s'effondrer, tandis que la valeur pour l'acier en haut seulement 1.1 ‰. En fait, l'acier en haut n'expérience pas beaucoup de déformation à cause de sa incapacité d'absorber l'énergie comprimé. En plus, ce matériau n'est pas rompu.

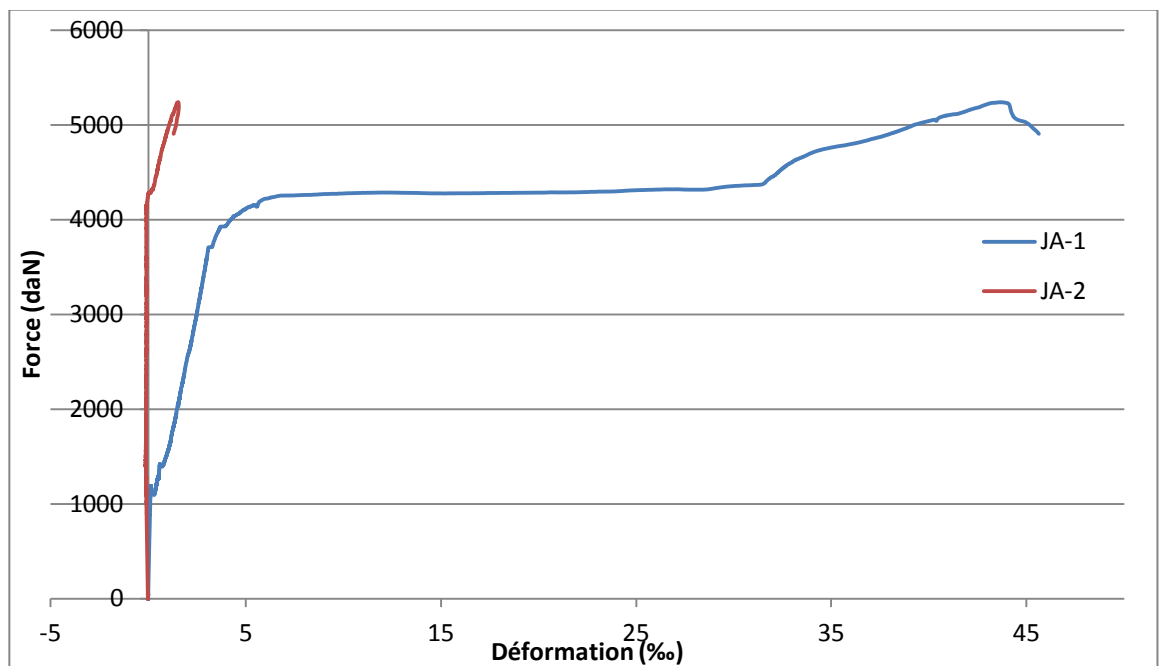


Figure 4.13 Déformation des jauges pour l'acier (poutre 4 - expérimental)

4.2.5.3 Modes de rupture (poutre 4)

Schéma de rupture de l'essai pour l'éprouvette poutre 4 est la suivante.

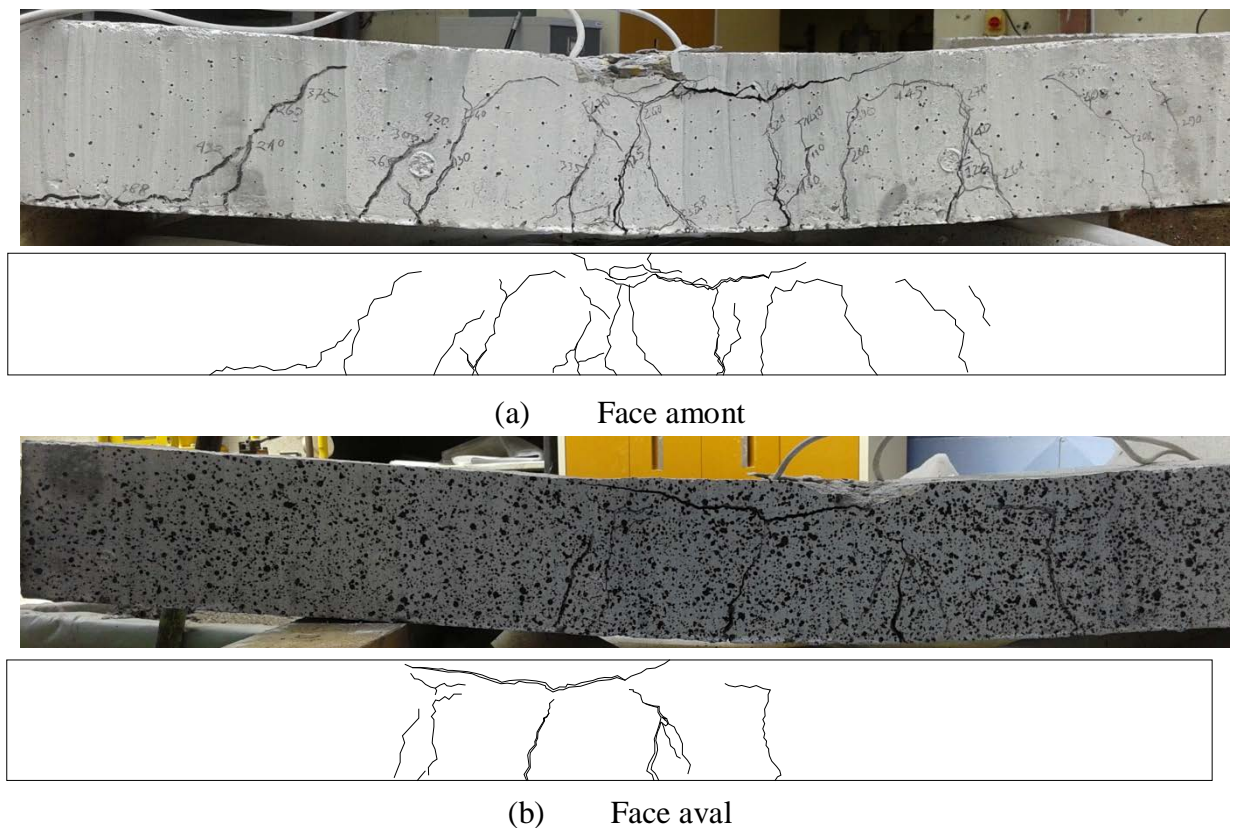


Figure 4.14 Modes de rupture

Par rapport à la poutre 3, la rupture et la fissure de l'éprouvette n'est pas trop extrême. L'hypothèse, car le spécimen ne résiste pas à la charge de la poutre 3, donc lorsque d'absorption d'énergie au béton, puis la force n'était pas aussi grande que poutre 3.

4.3 Partie Numérique

4.3.1 Poutre sans l'Entaille (Poutre 1)

4.3.1.1 La courbe force-flèche (poutre 1)

La courbe suivante est le résultat de calculs numériques en utilisant CAST3M. Dans les courbes suivantes, expliquées clairement que les résultats numériques se sont avérés être plus proches des résultats des tests expérimentaux. Bien qu'il existe des écarts et des aberrations, mais pas trop grand et a un modèle semblable à l'autre. Depuis du début de chargement, lorsque la charge est comprise entre 0 à 1000 daN, les deux courbes ont le même résultat. Cependant, des écarts apparaissent dans les deux courbes n'est pas trop grand. Le point de chargement indique un changement dans la forme de l'objet de test expérimental, dans ce cas, est la fissure dans le béton et le transfert de l'absorption d'énergie à l'acier. L'impact est l'éprouvette aura un âge de chargement plus long, mais n'a pas la force désirée. Comme on peut le voir dans le domaine de la matière plastique, les résultats numériques relativement uniformes dans une augmentation de la résistance jusqu'à 5700 daN, avec la déformation qui s'est produit 20.3 mm. Comparer avec le résultat de test expérimental continue à se déformer même après que la force maximale soit atteinte, ce qui est de 5500 daN, il peut déformer jusqu'à plus de 30 mm bien qu'il ne peut pas ajouter d'absorber l'énergie.

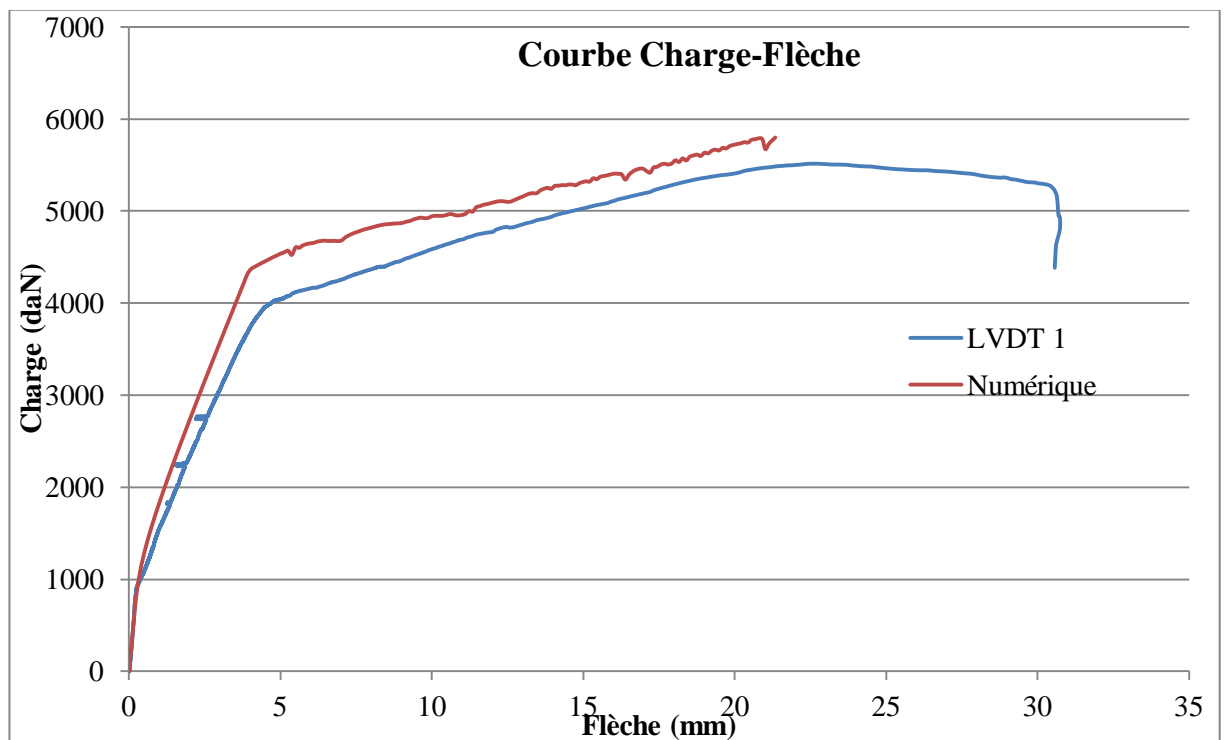
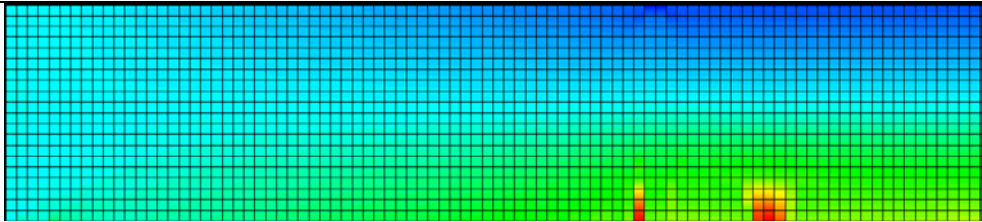
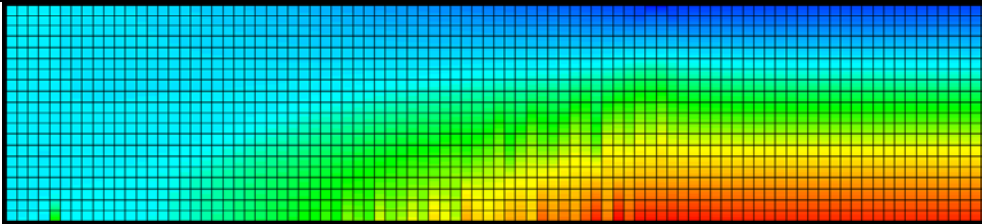
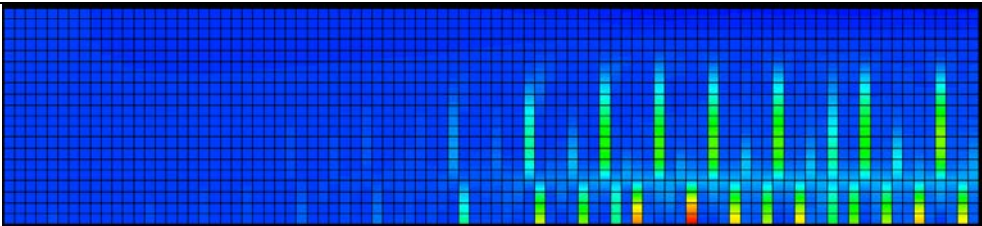


Figure 4.15 Les courbes des résultats des calculs numériques et expérimentaux (poutre 1)

Qui peut être utilisé comme la note est la limite élastique et plastique de la modélisation de la poutre en béton, ces qui sont le résultat de la modélisation numérique et l'essai expérimental. Tous les deux ont la capacité de résister aux charges jusqu'à 4000 daN pour relativement pouvoir revenir à sa forme d'origine, ou dans ce cas, la limite élastique. Et la capacité de résister aux charges allant jusqu'à environ 5500 daN pour l'essai d'expérimental et la modélisation numérique.

**Table 4.2 L'Evolution de déformation de la poutre sans l'entaille (poutre
1 - Numérique)**

Poutre sans l'entaille (les résultats numérique)			
P	F (kN)	U (mm)	ϵ_{xx}
LE	10	0.3	
LP	44	4.3	
PR	58	21.3	

Note : LE = au point de Limite d'Elasticité
 LP = au point de Limite de Plasticité
 PR = au Point de Rupture

Voici un tableau de l'évolution de la déformation dans les résultats numériques. Au début du chargement, la surface entière de l'élément à changer de forme, provoquée par l'absorption d'énergie qui tend à se propager de façon uniforme. La déformation de traction est concentrée à l'inférieure et la déformation de pression à la partie supérieure. Mais avec l'augmentation de la charge sur la modélisation, l'apparition des schémas de fissure s'est avéré être concentrer efficacement l'absorption d'énergie dans la zone de fissuration, de telle sorte que la déformation dans d'autres domaines rétrécir progressivement, dans le sens de revenir en forme d'origine. Comme dans le diagramme de déformation ci-dessus, au charge 10 kN (limite d'élasticité), visible la première fissuration, mais avant ce charge la totalité

de la surface se déformer et d'absorber l'énergie. Cependant diagramme de déformation changé après 40kN jusqu'à son effondrement, avec la tendance ses éléments revenir à sa forme d'origine en raison de l'apparition de fissures qui se concentrent d'absorption de l'énergie sur cette zone et la déformation se produit uniquement dans la zone de fissures émergents et se propage à sa ligne neutre. Si vous voyez des schémas de fissures émergents dans la modélisation, la fissure est incluse dans la catégorie de la fissuration de flexion.

Courbes contrainte-déformation du béton au-dessous obtenues par la modélisation numérique sur logiciel Cast3m par rapport aux résultats numériques. Partiellement, la courbe suivant qui décrit la capacité du béton comprimé en temps de chargement de flexion. Éléments en béton se comportent élastique avant le charge 10 kN, qui démarre la phase de fissuration déformé au maximum 1.23‰ de sa longueur initiale, avec la force maximale de 40 kN. Par rapport au résultat numérique, qui a la même valeur de charge, mais se déforme seulement 0.94‰. Ce point s'indique l'initiation de phase plastique.

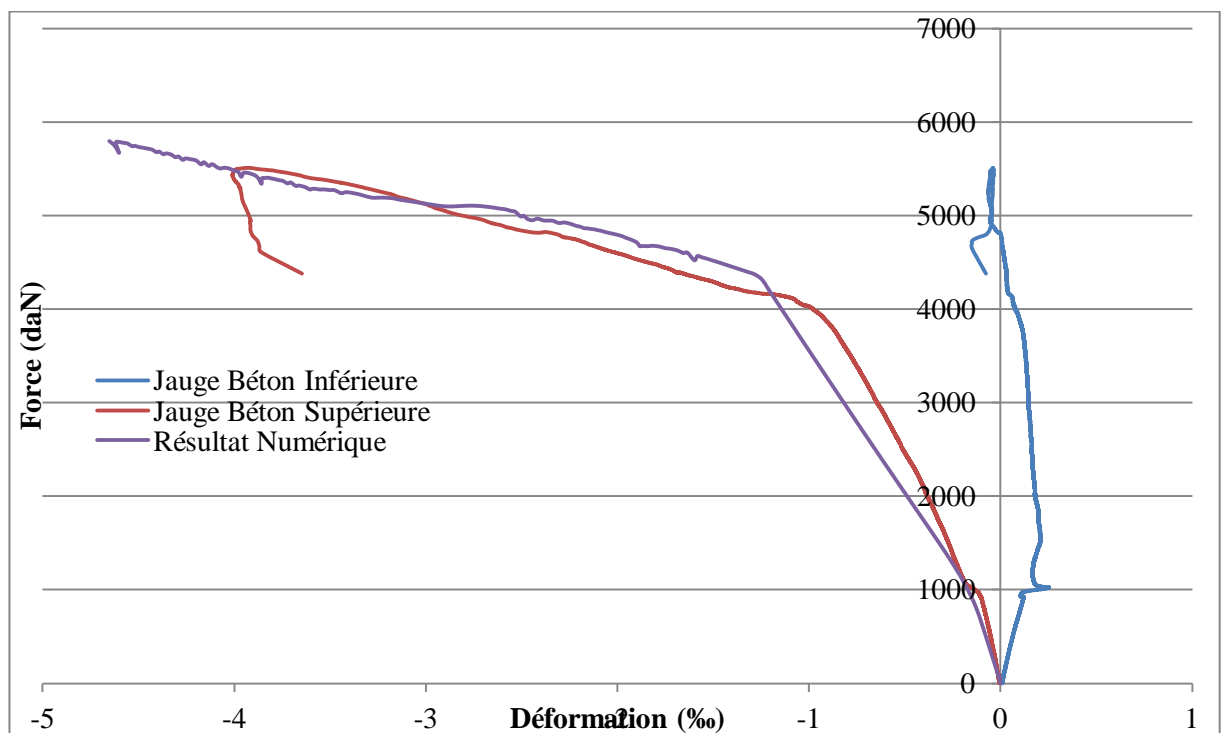


Figure 4.15 Courbe force-déformation de Béton Comprimé (poutre 1)

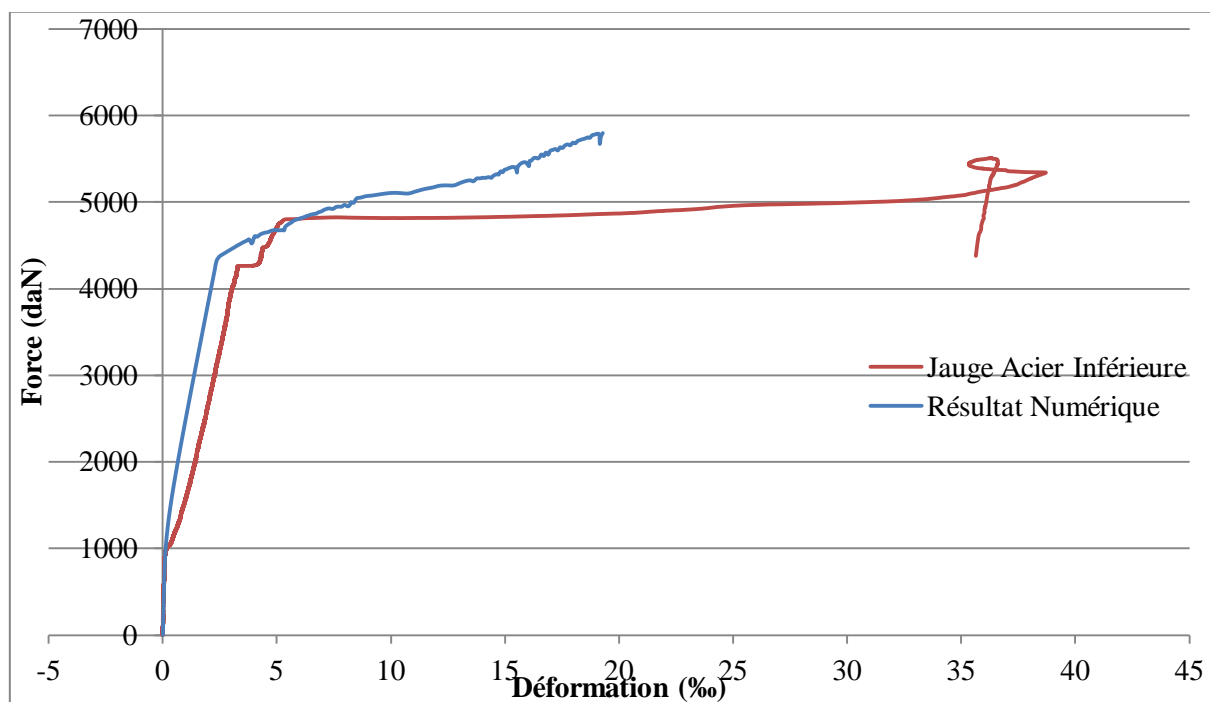


Figure 4.16 Courbe force-déformation d'Acier Tendue (poutre 1)

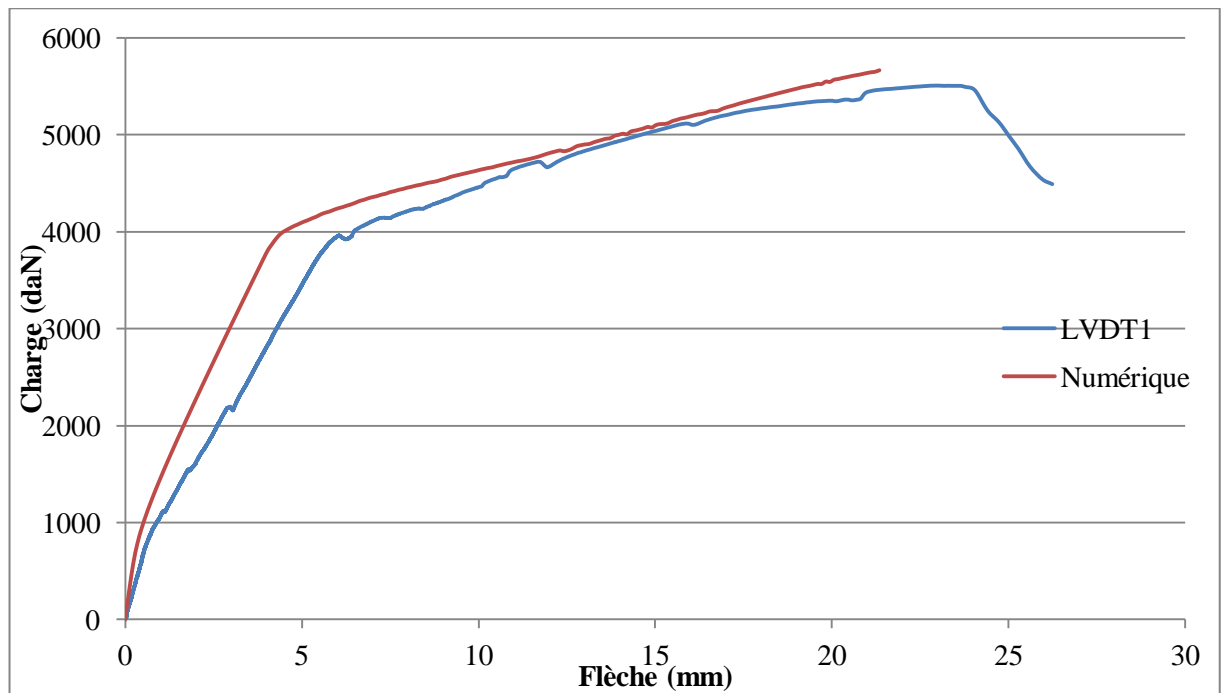
La courbe au-dessus est le résultat numérique pour l'élément de renforcement en acier. Parce qu'ils ont été déterminés à l'avant, dans les paramètres de modélisation numérique, de sorte que le résultat final n'est pas très différent, même par rapport à la modélisation de la courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature dans le début. Bien que pour la facilité de saisie des données, elle est modélisée comme une courbe bilinéaire, y compris par des propriétés élastiques et plastiques de l'acier d'armature. Cependant, le comportement de l'acier d'armature à la suite conforme au comportement de l'acier d'armature en général. Dans ce cas, la valeur de limite élastique de l'acier est 10 kN avec une déformation de 0,13‰, la limite plastique est 40 kN avec une déformation de 2.6‰ de sa forme d'origine.

4.3.2 Poutre avec L'Entaille (poutre 2)

4.3.2.1 La courbe force-flèche (poutre 2)

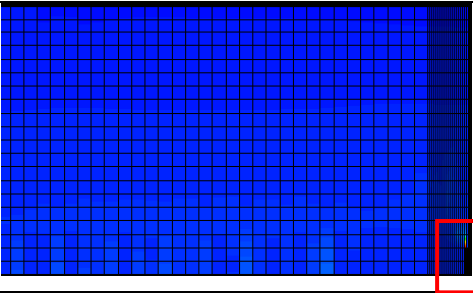
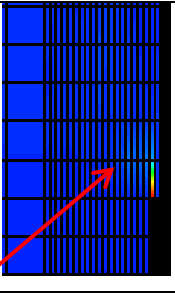
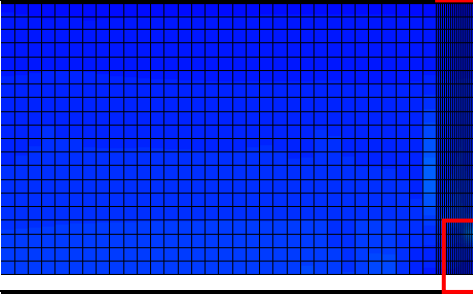
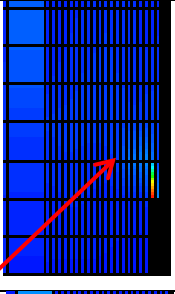
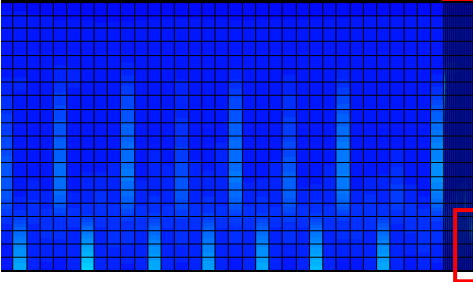
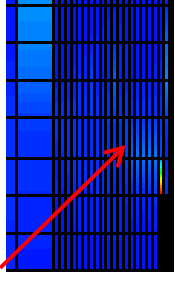
La courbe ci-dessous montre les résultats des calculs numériques par logiciel de Cast3m et les résultats des essais expérimentaux de flexion. Pour la courbe numérique, nous pouvons voir que la valeur du module d'élasticité de la modélisation s'est révélée être beaucoup mieux par rapport à l'essai expérimental. Et si vous vous référez aux résultats de module d'élasticité de

l'éprouvette en même mélange de mortier, la valeur utilisée dans la modélisation numérique est beaucoup plus petit. Mais si on regarde la capacité de résister aux charges jusqu'à la fin de phase fissuration, les deux montrent que la performance n'est pas trop loin, autour de 4000 daN, aussi que la valeur de la déformation de résultat numérique presque pareille (4.4 mm) avec le résultat expérimental (5.9 mm). Dans la phase plastique, la pente de la courbe est diminuée qui se produit dans les résultats numériques.



**Figure 4.17 Les courbes du calcul numérique et de l'essai expérimental
(poutre 2)**

**Table 4.3 Iso-valeur de déformation de la poutre avec l'entaille (poutre 2
- numérique)**

P	F (kN)	U (mm)	Poutre avec l'entaille (les résultats numérique)	
			ϵ_{xx}	
LE	10	0.56		
LP	40	4.4		
PR	55	21.34		

Note : LE = au point de Limite d'Elasticité

LP = au point de Limite de Plasticité

PR = au Point de Rupture

Dans le tableau de l'évolution de déformation pour la modélisation numérique ci-dessus, le schéma de fissure initiale apparaît à la zone d'entaille, dès que la charge est donnée. Au limite élastique, cette initiale fissure à l'area de l'entaille facilite la fissuration s'émergera à l'autre area, donc le dégât de l'éprouvette peut être localisé. Même à la limite plastique, l'area de la fissuration reste à l'entaille. Mais à la fin de chargement, ça dépend à l'essai expérimental, ils y ont beaucoup de schéma de fissuration qui s'émergent et uniforme.

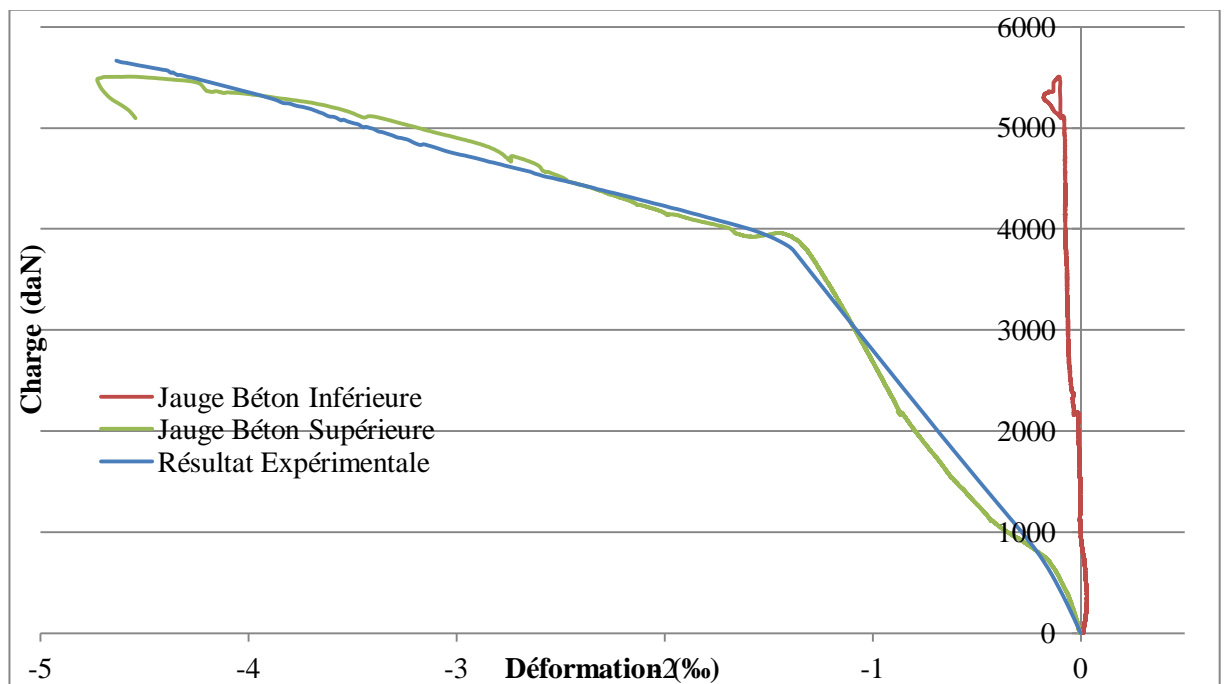


Figure 4.18 Courbe contrainte-déformation de Béton Comprimé (poutre 2)

Déformation qui se produit dans le domaine supérieur a type de compression, donc les valeurs sont négatives. La plus grande valeur est 0.4% mais toujours linéaire, il indique que la rupture de l'éprouvette n'a pas été causé par la rupture du béton. En revanche, l'avantage du comportement plastique de l'acier avec une valeur maximum de 1.8%, nous indique que l'éprouvette s'est effondrée après l'acier incapable d'absorber l'énergie de la force latérale chargée et il s'est coupé.

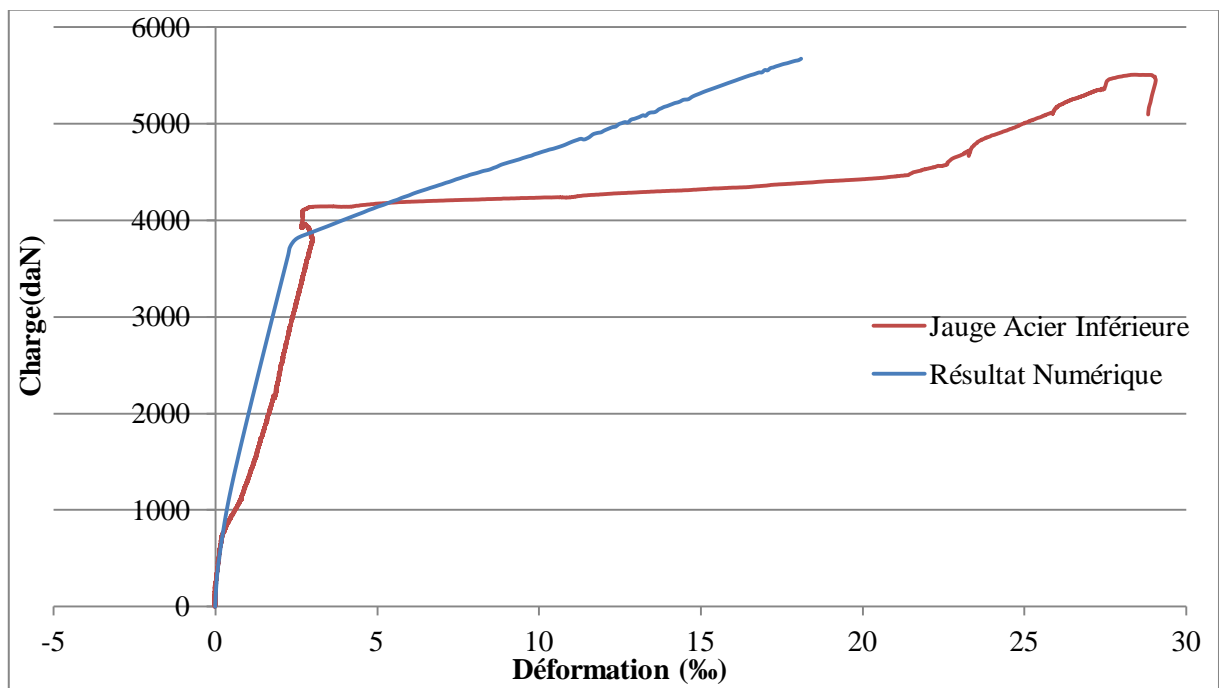


Figure 4.19 Courbe contrainte-déformation d'Acier Tendu (poutre 2)

CHAPITRE V

SOMMAIRE

5.1 La Partie Expérimentale

5.1.1 Comparaison Poutre 1 et Poutre 2

Table 5.1 Comparaison des Paramètres Poutre 1 et Poutre 2

	δ (mm)	P (kN)	E (GPa)	K (N/mm)
Poutre 1	0.7	10	24	14285
Poutre 2	0.8	9	19	13749

Poutre 1 a le résultat avec la valeur de module d'Young qui est plus grande. L'effet, au début de chargement, l'éprouvette est plus fragile parce qu'il a la valeur de rigidité qui plus grande et la valeur de déformation qui plus petit par rapport à poutre 2. Mais, le point de rupture entre les deux est considéré pareille, bien que poutre 1 maintien de déformer après le point maximum de chargement. Donc, l'effet de l'entaille à l'éprouvette est de réduire la valeur de module d'Young ou en outre mot pour diminuer la fragilité de l'éprouvette.

A la zone comprimée, le béton de poutre 2 meilleure performe par rapport à poutre 1 parce qu'elle peut déformer plus grande à la valeur de chargement qui presque la même à chaque phase de comportement de l'éprouvette.

A la zone tendu, l'acier de poutre 1 déforme jusqu'à presque 40‰, néanmoins le poutre 2 déforme moins de 30‰.

Le schéma de fissure entre poutre 1 et poutre 2 est pareille, le type est la fissuration de flexion. Ils commencent de basse de l'éprouvette et traverse à ses axes neutres. Cependant, poutre 2 se fissure exactement de l'entaille.

5.1.2 Comparaison Poutre 3 et Poutre 4

La fibre renforcement est capable d'augmenter la limite élastique à 30%, mais avec la même valeur de déviation ce qui est 0.3 mm. La phase de fissuration se termine dans le charge 5000 daN et la flèche est 4.21 mm, alors que poutre 4 capable de résister seulement 4000 daN à la même valeur de la flèche. La courbe de poutre 3 a la phase plastique qui ressemble de phase parabolique montre le

comportement de ductilité en raison de la présence de fibre, qui a pris fin en charge 6300 daN. La phase plastique de poutre 4 ressemble linéaire bien que ne représentant pas de l'état élastique, qui a pris fin en charge 5200 daN.

L'impact de l'armature de fibre dans le béton peut être vu clairement à l'amélioration de la capacité de traction sur la coté inférieure de la poutre. Dans ce cas, la fibre est capable de se déformer à 25 fois par rapport à la capacité de déformer de la poutre sans fibre. Alors que sur la coté comprime, il y a une augmentation de la résistance de compression jusqu'à 1000 daN.

Poutre 3 a beaucoup de fissuration à cause de l'absorption d'énergie par la fibre. Le matériau qui absorbe l'énergie dans l'ordre est la fibre d'abord, dans sa phase d'élastique le béton et l'acier ne résistent pas le charge. Néanmoins, dès qu'elle passe la phase de fissure, il y a la propagation de résister de charge qui est déjà grand. Donc, il est affecté au béton, soudainement, le béton résiste la charge qui est déjà grand. L'impact, la fissuration et le dommage est sévère.

5.2 Partie Numérique

Table 5.2 Paramètres utilisés et Limites de Résultats

Poutre	E béton	fc'	ftr	E acier	Limite d'Elasticité		Limite de Plasticité	
					F (kN)	δ (mm)	F (kN)	δ (mm)
1	21	51.64	2	190	10	0.3	44	4.3
2	15	51.64	1.5	190	10	0.56	40	4.4

La conclusion de table au-dessus, poutre 1 est plus rigide parce qu'il a la plus grand valeur de module d'élasticité et aussi la plus petite valeur de flèche par rapport à poutre 2.

La propagation de déformation est plus uniformément à poutre 1, car poutre 2 localise la déformation à son entaille. Le même résultat apparaisse également jusqu'à la limite de plasticité, mais il n'y a pas beaucoup de changement à poutre. A ses effondrement, la fissuration de poutre 1 semble grande en bas du point de chargement, mais à poutre 2, sa schéma de fissuration est localisée à son entaille.

BIBLIOGRAPHIQUE

- Bolomey, J. 1939. Module d'Elasticité du Beton. Bulletin Technique de La Suisse Romande. Zurich, Suisse.
- Dewobroto, Wiryanto. 2005. Simulasi Keruntuhan Balok Beton Bertulang Tanpa Senggang dengan ADINA. Prosiding Seminar Nasional "Rekayasa Material dan Konstruksi Beton 2005". Bandung, Indonesia.
- Graffe, Rubén, LINERO Dorian. 2010. Numerical Modeling of the Fracture Process in Mode I of Concrete Beams with Known Cracking Path by Means of Discrete Model of Cohesive Crack. Colombia.
- Hillerborg, Arne. 1988. Application of Fracture Mechanics to Concrete. Sweden.
- Ile, Nicolae. 2000. Contribution à la Compréhension du Fonctionnement des Voiles en Béton Armé sous Sollicitation Sismique : Apport de L'Expérimentation et de La Modélisation à La Conception. Thèse. Lyon, France : INSA de Lyon.
- Krayani-Abbas. 2007. Contributions à la Modélisation Non Linéaire su Comportement Mécanique du Béton et des Ouvrages en Béton Armé et Précontraint. Thèse. Nantes, France : L'Ecole Centrale de Nantes.
- Nguyen, Thi-Hoa-Tam. 2008. Modèle d'Endommagement des Assemblages Collés : Identification et Application à la Description d'Un Essai de Vieillesse Accéléré. Thèse. Paris, France : L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Paola, F Di. 2011. Liste Des Modèles en Mécanique Non Linéaire. Documentation Cast3M 2011
- Patty, Agnes H. 2013. Energi Fraktur Beton Dengan Keruntuhan Kuasi-Regas Berdasarkan Model Retak Fiktif Fungsi Bi-Linier. Jurnal Rekayasa Sipil/Volume 7, no.2 – 2013. Malang, Indonesia.
- Skarzynski-Tejchman. 2010. Calculation of Fracture process Zones on Meso-Scale in Notched Concrete Beams Subjected to Three-Point Bending. European Journal of Mechanics Solids. Poland.
- Subranto. 2007. Analisis Struktur Beton Bertulang Dengan Pendekatan Smeared Crack dan Smeared Element Menggunakan Metode Element Hingga. Universitas Diponegoro Semarang. Semarang, Indonesia.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Surabaya pada tanggal 14 Desember 1986 merupakan anak kedua dari dua bersaudara pasangan Samidjan dan Rahayu Budi Utari. Penulis menempuh pendidikan formal di SD Saraswati 4 Denpasar (1993-1999), SLTPN 7 Denpasar (1999-2002), dan SMAN 5 Denpasar (2002-2005). Menempuh pendidikan Diploma 3 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya pada tahun 2007, melanjutkan pendidikan S1 sampai 2012. Silakan menghubungi penulis di

dimasdibiantara@gmail.com